

**Über das Tragverhalten
nachträglich ergänzter Auflagerbereiche
von Stahlbetonbalken**

Vom Fachbereich
für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte
Dissertation

von Dipl.-Ing. Horst Sollich
aus Liegnitz



Eingereicht am:	22.4.1998
Mündliche Prüfung am:	12.6.1998
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. H. Falkner

1998

UB Braunschweig 84



2746-862-5

**Über das Tragverhalten
nachträglich ergänzter Auflagerbereiche
von Stahlbetonbalken**

Vom Fachbereich
für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktoringenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte
D i s s e r t a t i o n

von Dipl.-Ing. Horst Sollich
aus Liegnitz



Eingereicht am: 22.4.1998

Mündliche Prüfung am: 12.6.1998

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Falkner

Vorwort

Die vorliegende Arbeit wurde von meinem hoch verehrten Lehrer, Herrn Professor Dr.-Ing. Heinrich Paschen, angeregt und gefördert. Dafür danke ich ihm in besonderem Maße.

Für die vielen wertvollen Anregungen und Hinweise bei der abschließenden Bearbeitung zu der vorliegenden Dissertation danke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Karl Kordina sehr herzlich.

Herrn Professor Dr.-Ing. Horst Falkner sage ich ebenfalls herzlichen Dank für die Übernahme des Referats, Herrn Professor Dr.-Ing. Martin H. Kessel für die Mitwirkung als Prüfer.

Die Versuche wurden während meiner Assistentenzeit am Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung der Technischen Universität Braunschweig im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) durchgeführt.

Bei den Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des iBMB sowie den Damen und Herren meiner derzeitigen beruflichen Umgebung bedanke ich mich für die mir gewährte Unterstützung.

Horst Sollich

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	
Bezeichnungen	VIII
1. Einführung	1
2. Zum Schrifttum	2
2.1 Arbeitsfuge im Beton- und Stahlbetonbau	2
2.1.1 Frühere Untersuchungen	2
2.1.2 Zusammenfassung der gewonnenen Erkenntnisse	38
2.2 Schubspannungen in Stahlbetonbalken	41
2.2.1 Allgemeines	41
2.2.2 Wichtige Einflußfaktoren der Schubtragfähigkeit	42
2.2.3 Folgerungen für die eigenen Versuchskörper	45
2.3 Kunstharze als Haftvermittler	45
3. Eigene Untersuchungen	47
3.1 Ziel der Versuche	47
3.2 Versuchsplan	49
3.2.1 Reihe I	52
3.2.2 Reihe II	59
3.2.3 Reihe III	61
3.3 Festigkeiten der Stähle und Betone	62
3.3.1 Stahl	62
3.3.2 Beton	63
3.4 Prüfverfahren	65
3.5 Durchgeführte Messungen	66
3.6 Versuchsergebnisse	68
3.6.1 Bruchlasten und Bruchursachen	68
3.6.2 Verschiebungen im Fugenbereich	70
3.6.2.1 in vertikaler Richtung	70
3.6.2.2 in horizontaler Richtung	72

3.6.3 Öffnen der Fuge an der Balkenunterseite	74
3.6.4 Durchbiegungen	76
3.6.5 Schlupf	76
3.6.6 Beanspruchung der Bügel	78
3.6.7 Betonverformungen	80
3.6.7.1 des Druckrandes	80
3.6.7.2 an den Balkenseiten in horizontaler Richtung	81
3.6.7.3 an den Balkenseiten in den Hauptspannungsrichtungen	81
3.6.8 Rißverhalten der Balken	81
4. Theoretische Überlegungen und Diskussion der Versuchsergebnisse	83
4.1 Reihe I	83
4.2 Reihe II	94
4.2.1 mit glatter Fuge	94
4.2.2 mit brettrauher Fuge	98
4.2.3 mit verzahnter Fuge	101
4.2.4 Vergleichende Betrachtung	102
4.3 Reihe III	104
4.4 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse	110
4.4.1 Reihe I	110
4.4.2 Reihe II	111
4.4.3 Reihe III	113
4.5 Folgerungen	114
5. Rechnerische Untersuchungen mit der Finite-Element-Methode	116
5.1 Allgemeines	116
5.2 Durchführung der Vergleichsrechnungen	116
5.3 Elementierung und Rechenannahmen	116
5.4 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen	123
5.4.1 Hauptspannungen	123
5.4.2 Rißbildung	125

5.5 Versuchsergebnisse und Ergebnisse der FE-Rechnung im Vergleich	129
5.5.1 Winkel der Hauptachsen	129
5.5.2 Fugenöffnungsbreite	129
5.5.3 Vertikalversatz	131
5.6 Parameterstudien	132
5.6.1 Fugenbewehrung	132
5.6.2 Fugenlage	
6. Bemessungsempfehlungen	133
6.1 Allgemeines	133
6.2 Gestaltung der Kontaktfläche	135
6.2.1 Geplante Arbeitsfuge	135
6.2.2 Ungeplante Arbeitsfuge	137
6.3 Bewehrén der Kontaktfläche	137
6.3.1 Geplante Arbeitsfuge	137
6.3.2 Ungeplante Arbeitsfuge	142
6.4 Hinweise für die Bemessung und Ausführung im Überblick	143
7. Zusammenfassung und Ausblick	144
Literaturverzeichnis	147
Anlage 1: Auswertung der rechtwinkligen 0°/45°/90°-Rosetten	154
Anlage 2: E_b -Moduli der Balkenbetone	155
Anlage 3: Rechenprogramm für die Auswertung der rechtwinkligen 0°/45°/90°-Rosetten	156
Anlage 4: Rosetten - Balken I/1/T	157
Anlage 5: Rosetten - Balken I/2/T	159
Anlage 6: Rosetten - Balken II/1/G	161
Anlage 7: Rosetten - Balken II/2/G	162
Lebenslauf und Bildungsgang	164

Bezeichnungen

Die wichtigsten, im Text nicht immer erläuterten Bezeichnungen sind:

A	Auflagerkraft
A_b	Betonquerschnitt
A_s	Betonstahlquerschnitt
A_{shu}	Querschnitt eines Bügels
D	Druckkraft
D_b	resultierende Betondruckkraft
D_{bx}	resultierende Betondruckkraft in x-Richtung
E_b	Elastizitätsmodul von Normalbeton
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl
E_T	Elastizitätsmodul PTFE
G	ständige Last
H	horizontale Komponente einer Einzellast Horizontalkraft
I_s	Flächenmoment 2. Grades des Stahls
M	Schnittmoment
M_{Uj}	Bruchmoment
M_B	Biegemoment
M_{BU}	rechnerisches Biegebruchmoment
M_{SR}	Schubrißmoment
M_{StU}	Schubbruchmoment
P	Verkehrslast Nutzlast
P_U	Bruchverkehrslast Bruchnutzlast
Q	Querkraft
Q_U	Bruchquerkraft
T_U	Scherbruchkraft
V	vertikale Komponente einer Einzellast
W_R	Reibungswiderstand
W_H	Haftwiderstand

w/z-Wert	Gewichtsverhältnis Wasser zu Zement
Z	Zugkraft
Z_s	Stahlzugkraft
a	Abstand einer Einzellast vom Auflager
a_{sbu}	Abstand von senkrechten Bügeln
b	Breite bei Rechteckquerschnitten
d	Balkenhöhe
d_s	Durchmesser eines Bewehrungsstabes
g	ständige Last, gleichmäßig verteilt
h	Abstand des Schwerpunktes der Zugbewehrung vom Druckrand
l_{erg}	Länge des ergänzten Auflagers
n	Verhältnis der beiden Elastizitätsmodule (E_s/E_b)
r	Biegeradius
r_U	Relativtragfähigkeit (M_{SU}/M_{BU})
u	Umfang des Bewehrungsstabes
ü	Betondeckung
w	Rißbreite Verschiebung
w_s	Rißbreite infolge Schwindens
z	Hebelarm der inneren Kräfte
β	Festigkeit
β_{BD}	Biegedruckfestigkeit des Betons
β_{BZ}	Biegezugfestigkeit des Betons
β_{bZ}	Zugfestigkeit des Betons
β_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
β_H	Haftfestigkeit (Haftung)
β_p	Prismendruckfestigkeit des Betons
β_R	Rechenwert der Betondruckfestigkeit
β_s	Streckgrenze des Betonstahls
$\beta_{0,2}$	0,2% Dehngrenze des Betonstahls
β_w	Würfeldruckfestigkeit des Betons
β_{WN}	Nennfestigkeit des Betons

β_z	Zugfestigkeit des Betonstahls
γ	spezifisches Gewicht Sicherheitsbeiwert
Δl	Längenänderung
ε	Dehnung ($\Delta l/l$) Kürzung bei Druck
μ	Querdehnzahl (Querdehnung/Längsdehnung) Bewehrungsprozentsatz
μ_0	Bewehrungsgrad bezogen auf den vollen Betonquerschnitt
μ'	Bewehrungsprozentsatz auf Druckbewehrung bezogen
μ_s	Schubbewehrungsprozentsatz
μ_R	Reibungskoeffizient
ζ	Beiwert für die Höhe der Biegedruckzone
σ	Spannung positiv = Zugspannung negativ = Druckspannung
σ_b	Betondruckspannung
σ_{bz}	Betonzugspannung
$\sigma_{sbü}$	Bügelspannung
σ_x	Betonspannung in x-Richtung
σ_y	Betonspannung in y-Richtung
τ	Schubspannung
τ_0	Grundwert der Schubspannung
τ_U	Scherbruchspannung Schubbruchspannung
τ_l	Verbundspannung zwischen Beton und Betonstahl
τ_{lR}	Rechenwert der Verbundspannung zwischen Beton und Betonstahl
Φ	Winkel zwischen der Fugennormalen und der Kraftrichtung
Φ_U	Bruchreibungswinkel

Weitere Bezeichnungen sind im Text jeweils besonders erklärt.

1. Einführung

Stahlbeton-Fertigteilbalken können vor allem im Geschosßbau oft nicht in üblicher Weise aufgelagert werden, weil im Auflagerbereich z. B. durchlaufende Stützenbewehrungen im Wege sind. Es kommt auch vor, daß solche Balken aus irgendwelchen Gründen zu kurz sind. In beiden Fällen muß deren Auflagerbereich nachträglich angefügt werden.

Bei den Neubauten für die Universität Marburg wurden beispielsweise nach dem bekannten Bausystem die vor der Stütze endenden Randbalken im Montagezustand auf einen provisorischen Stahlkranz aufgelegt. Das eigentliche Auflager wird durch nachträglichen Verguß im Bereich der Stütze gebildet [1].

Ungeklärt sind bei derartigen Konstruktionen die zu treffenden konstruktiven Maßnahmen, vornehmlich die Bewehrungsanordnung. Bedeutungsvoll sind aber auch die Gestaltung und die eventuell vor dem Einbringen des Vergußbetons notwendige Behandlung der Altbetonfläche.

Nach DIN 1045 [2], Abschnitt 19.4, darf bei der Bemessung von durch Ortbeton ergänzten Fertigteilquerschnitten -nachträglich anbetonierte Auflagerenden eingeschlossen- so vorgegangen werden, als ob das gesamte Bauteil von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Die Aufnahme der in der Fuge wirkenden Schubkräfte durch Bewehrungen ist jedoch hierfür ebenso Voraussetzung wie eine raue oder ausreichend profilierte Fuge zwischen dem ursprünglichen Querschnitt und der Ergänzung.

Bei der Bemessung für Querkraft darf unter bestimmten Voraussetzungen nach Abschnitt 19.7.2 eine Abminderung des Grundwertes τ_0 erfolgen, der allerdings die Werte für τ_{02} nicht überschreiten darf.

Arbeitsfugen sind nach DIN 1045, Abschnitt 10.2.3, so auszubilden, daß alle auftretenden Beanspruchungen aufgenommen werden können. Dabei Beachtenswertes wird aufgezeigt.

Mit Blick auf eine zugleich sichere und wirtschaftliche Bemessung ist es von Interesse, das KräfteSpiel in der angesprochenen Konstruktionsfuge zu ergründen und daraus ge-

eignete Bemessungsgrundlagen abzuleiten. Die vorliegende Arbeit will dazu einen Beitrag leisten.

2. Zum Schrifttum

2.1 Arbeitsfuge im Beton- und Stahlbetonbau

Die grundlegenden Merkmale einer Arbeitsfuge hat W o l f r a m [3] dargestellt. Unter Arbeitsfuge ist eine durch abschnittsweises Betonieren entstehende Nahtfläche in einem Betonkörper zu verstehen. Der Abbindebeginn des älteren Betons ist dafür das Kriterium. Zementart und Temperaturverhältnisse sind von Einfluß.

Arbeitsfugen sind technisch und auch wirtschaftlich immer mit Mehraufwand verbunden, aber häufig unvermeidbar. Aus statischer Sicht sollten sie möglichst in gering beanspruchtem Bereich angeordnet werden.

Die auflagernahe Fuge des im Rahmen dieser Arbeit zu untersuchenden, einfeldrigen Stahlbeton-Fertigteilelbalkens ist zwar an einer Stelle geringer Biegebeanspruchung, die Querkraft erreicht dagegen nahezu ihren Höchstwert. Auf eine innige Verbindung des Altbetons des Balkens mit dem frischen Beton im Auflagerbereich muß daher besonderer Wert gelegt werden.

2.1.1 Frühere Untersuchungen

H a g e r / N e n n i n g [4] haben in den Jahren von 1927 bis 1930 in Nürnberg umfangreiche Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit des Betons in Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung unternommen. Bei den Versuchen mit prismenförmigen Probekörpern wurde die mittlere Scherfestigkeit aus der Bruchlast und der Anschlußfläche bei verschiedenen Zementen, Betonkonsistenzen, Arbeitspausen und unterschiedlicher Behandlung der Anschlußfläche ermittelt. Bei den Versuchsreihen „frisch an alt“ betrug die Arbeitspause 28 Tage und bei „frisch an frisch“ 24 Stunden. Das Bestreichen der Anschlußfläche mit Zementmörtel ergab sowohl bei unbehandelter als auch bei aufgerauhter Fläche bei beiden Reihen eine besonders gute Scherfestigkeit.

Eine beachtenswerte Auswertung von Versuchen über die Haftfestigkeit von Neu- auf

Altbeton hat P f e f f e r [5] vorgenommen. Von besonderem Interesse ist dabei die Abhängigkeit der Scherfestigkeit von der Dauer der Arbeitspause (Bild 1)*). P f e f f e r verwies darauf, daß beim Anbetonieren nach 24 Stunden der ältere Beton das Maximum seiner Volumenzunahme überschritten hat und sich gerade im Stadium der größten Verkürzungsgeschwindigkeit befindet, während der Neubeton zunächst an Volumen zunimmt. Die Differenz der Bewegungstendenzen ist also am stärksten. Dementsprechend ist der schädliche Einfluß auf das Betongefüge an der Anschlußfläche am größten. Beim Anbetonieren an älteren Beton konnte keine wesentliche Verbesserung der Haftfestigkeit gegenüber der bei 7tägiger Pause auftretenden mehr erwartet werden.

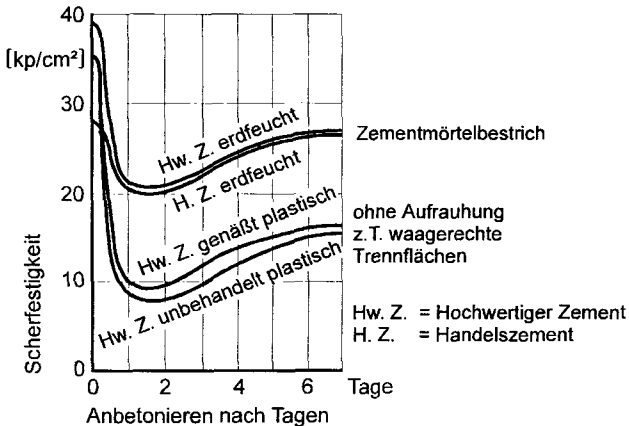


Bild 1. Scherfestigkeit in den ersten 7 Tagen nach dem Anbetonieren nach P f e f f e r [5]

Den Festigkeitsabfall in Anbetonierungsfugen gab P f e f f e r bei vorheriger Entfernung etwaiger Schlammeschichten und Wassersättigung des Altbetons mit maximal 50% an.

Einer Gegenüberstellung etlicher Forschungsergebnisse über Zug-, Biegezug- und

*) Anmerkung:

Der Klarheit wegen wurden die in der Literatur vorhandenen Dimensionen und Baustoff-Kurzzeichen übernommen, z.B. $1 \text{ kp/cm}^2 \triangleq 0,1 \text{ N/mm}^2$.

Scherfestigkeitsversuche durch W o l f r a m [3] kann ein Schwanken der maximal erzielten Festigkeiten zwischen etwa 50 und 100% des fugenlosen Betons entnommen werden. Widersprechende Ergebnisse fand er dabei für zweckmäßiges Fugenalter, Konsistenz und Behandlung der Anschlußfläche. Bei einer sachgemäßen Behandlung von Arbeitsfugen -Aufräumen des frischen oder des erhärteten Betons, langes und reichliches Anfeuchten der Anschlußfläche, Abtrocknen der Wassernester vor der Weiterbehandlung und schließlich Einbürsten von Zementleim (w/z -Wert = 0,5) unmittelbar vor dem Weiterbetonieren- kann das Erreichen folgender Mindestfestigkeiten erwartet werden:

Biegezugfestigkeit:	80% des fugenlosen Betons geringerer Festigkeit.
Druckfestigkeit:	90% des fugenlosen Betons geringerer Festigkeit.
Scherfestigkeit:	120% der Biegezugfestigkeit des fugenlosen Neubetons.

Die Scherfestigkeitsversuche von W o l f r a m unterstreichen, daß eine ganz erhebliche Scherhaftung in Anschlußfugen wirkt. Er setzte sich deshalb kritisch mit dem seinerzeit geltenden Gleitsicherheitsnachweis in Arbeitsfugen auseinander und schlug vor, als zulässige Scherhaftung zwei Drittel der zulässigen Haftspannung nach DIN 1045 einzuführen.

Für Winkel Φ zwischen der Fugennormalen und der Krafrichtung bis zu einer Größe des mittleren Bruchreibungswinkels $\Phi_U = 40^\circ$ ist nach W o l f r a m keine Bruchgefahr in der Fuge zu befürchten. Der Widerstand infolge Reibung reicht für die Aufnahme der Scherkraft aus. Nur Druckbruch ist möglich. Liegt der Winkel Φ über 40° , wird der Rückgang des Reibungsanteils entsprechend dem Verlauf der Cosinus-Funktion spürbar. Der durch die Scherhaftung aufzunehmende Anteil muß demzufolge im gleichen Maße wachsen (Bild 2).

Das Verhältnis der Scherfestigkeit zur Druckfestigkeit wird mit 12 bis 15% und zur Biegezugfestigkeit ohne Fuge mit 120 bis 145% angegeben. Die von W o l f r a m in Bild 2 vorgeschlagene prozentuale Verteilung der Widerstände im Fugenbereich gegen Versagen fand keinen Eingang in die Literatur, weil letztlich nur die Reibung ausschlaggebend sein kann.

In [6] bestätigte F r a n z, daß die Aufnahme der Querkraft auf die Haftung und Reibung

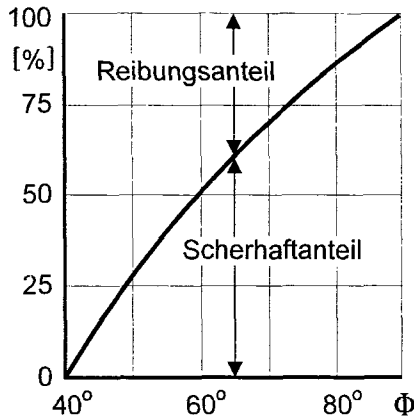


Bild 2. Prozentuale Lastaufteilung für über dem Bruchreibungswinkel liegende Winkel Φ nach Wolfram [3]

zwischen Fugenmörtel und Fertigteil angewiesen ist. Er weist aber darauf hin, daß für die praktische Anwendung nur der Querkraftwert infolge Reibung allein im Bruchzustand als maßgebend betrachtet werden kann. Bei kleineren Normalkräften machen sich zwar eine Haftung und Verzahnung in der Fuge bemerkbar, jedoch ist auf den größeren Wert ebensowenig Verlaß, wie bei der Biegung auf die Mitwirkung der Betonzugfestigkeit, obschon beide im Gebrauchszustand mitwirken.

Zelger und Rüs ch widmeten sich in [7] der Frage, inwieweit Fugen bei der Konstruktion von Schalen aus Fertigteilen festigkeitsmindernd sein können. Nach ihren theoretischen Überlegungen sind im Fugenbereich zwei grundsätzlich verschiedene Ursachen für die Zerstörung denkbar: Druckbruch oder Gleitbruch. Zerstörung des Betons offenbart sich, solange der Winkel zwischen der Fugennormalen und der Krafrichtung unter einem kritischen Wert bleibt. Dagegen wird bei großen Winkeln zwischen der Fugennormalen und der Krafrichtung die Belastbarkeit durch Gleiten in der Fugenebene begrenzt. In diesem Fall folgt die Bruchspannung aus der Bedingung, daß gleichzeitig Reibungs- und Haftwiderstand überwunden werden müssen. Während die Reibung proportional der Normalkraft ist, hat diese auf die Haftung keinen Einfluß. Mit dem Rei-

bungswiderstand wird die Reibung der Ruhe angesprochen. Den Widerstand gegen Verschieben bezeichnen Z e l g e r / R ü s c h als Haftung und bestätigen F r a n z, solange die Verschiebungen klein sind. Bei größeren Verschiebungen werden nach F r a n z Haftung und Verzahnung zerstört.

In [8] ermittelte F i e d l e r den Reibungskoeffizienten für die Querkraftübertragungen in den Fugen zusammengespannter Fertigteile. Für den Vorspannungsbereich zwischen 100 und 150 kp/cm² beträgt dieser für B 450 $\mu_{\max} = 0,70$ bis 0,58. Im Vergleich zu früheren Untersuchungen mit geringerer Vorspannung fand F i e d l e r eine Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten μ_{\max} von der Betonfestigkeit heraus. Für B 225 Fugenmörtel war $\mu_{\max} = 0,51$.

F i n s t e r w a l d e r, J u n g w i r t h und B a u m a n n [9] erforschten anhand von Prismenversuchen die Festigkeitseigenschaften von Kontaktfugen. Die Neigung ϱ der Kontaktfuge war unterschiedlich ($\varrho = 0^\circ, 26,5^\circ$ und 35°). Bei $\tan \varrho > \mu$ gleiten die Fertigteile in der Fuge ab. Bei $\tan \varrho < \mu$ ist Druckbruch zu erwarten. Aufgrund der Versuchsergebnisse schlugen die Autoren als Reibungsbeiwert von Kontaktfugen für statische Last $\mu = 0,75$ vor.

K o r d i n a [10] griff die vorstehenden Versuchserfahrungen auf und unterstrich, daß eine Trockenfuge auch bei optimaler Passung stets einen Störbereich mit festigkeitsminderndem Einfluß entstehen läßt. Die Größenordnung der ausnutzbaren Festigkeiten sieht er bei 70% der Würfelfestigkeit. Nach seiner Angabe können Neigungen von mehr als etwa 40° bei Trockenfugen nicht mehr geprüft werden. Wegen Fehlens der Haftfestigkeit der Fuge gleiten die zwei Versuchskörperhälften übereinander ab.

Im folgenden wird über die Wirkungsweise quer zur Fugenrichtung angeordneten Stahls berichtet.

Wie [11] und [12] zu entnehmen ist, wurde das Tragverhalten des Scherbolzens bereits in den 30er Jahren im Zusammenhang mit der scherfesten Verbindung von Betonfahrbahnen durch Bolzen gründlich untersucht. Als der der Wirklichkeit am nächsten kommende Berechnungsansatz für derartige Bolzen wird der von F r i b e r g [13] und [14] genannt, dem die von T i m o s h e n k o und L e s s e l s aufgestellte Theorie des unend-

lich langen Balkens auf elastischer Bettung zugrunde liegt [15]. F r i b e r g übertrug jedoch diese Theorie auf den endlichen Scherbolzen und beschränkte seine Überlegungen nur auf die gegenseitige Verschiebung der Einspannufer in y-Richtung. Er schließt dabei eine mögliche Verdrehung im Sinne elastischer, nachgiebiger Einspannung aus (Bild 3). Die Symmetrie erlaubt die Betrachtung einer Hälfte.

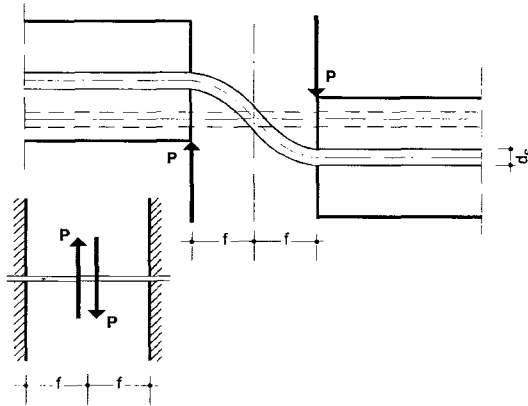


Bild 3. Beanspruchung des beidseitig starr eingespannten Scherbolzens, entnommen [11]

F r i b e r g gibt die nachstehenden Beziehungen an:

Die Konstante
$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K d_s}{4 E_s I_s}} \quad (2.1)$$

mit

K = Bettungsziffer des Betons

(kann für alle zur Verwendung kommenden Betongüten
zu $K = 40\,000 \text{ kp/cm}^3$ angesetzt werden)

d_s = Durchmesser des Bolzens

E_s = E-Modul des Bolzens

I_s = Trägheitsmoment des Bolzens

drückt die relative Steifigkeit des Bolzens und des ihn umgebenden Betons aus. Die maximale Betonpressung an der Stelle $x = 0$ ist:

$$\max \sigma_b = P \cdot \frac{K}{2 \cdot \beta^3 \cdot I_s \cdot l_e} \cdot (1 + \beta \cdot f) \quad (2.2)$$

Das maximale Biegemoment im Scherbolzen

$$\max M = - P \cdot \frac{e \cdot \beta \cdot x_m}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{1 + (1 + 2 \cdot \beta \cdot f)^2} \quad (2.3)$$

tritt an der Stelle

$$x_m = \frac{1}{\beta} \cdot \arctan \cdot \left(\frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot f} \right) \quad (2.4)$$

auf.

Die Einspanntiefe des Bolzens sollte $\geq 8 d_s$ sein. Die Betondicke unterhalb des Bolzens muß in Platten mindestens $3 d_s$ betragen.

Angaben über die erforderliche Betonüberdeckung und den notwendigen seitlichen Randabstand des Bolzens fehlen. Die Betonüberdeckung muß unter Berücksichtigung der Setzrichtung des Betons größer als die Betondicke unter dem Bolzen sein. Als seitlicher Randabstand des Bolzens sollte mit Blick auf ein Aufspalten des Betons der Wert $3 d_s$ gewählt werden.

Bei dem von R a s m u s s e n [16] entwickelten Lösungsansatz für die Berechnung der Tragfähigkeit eines Scherbolzens erreicht der Stahl die Fließgrenze und der Beton unterhalb des Scherbolzens die Bruchgrenze. Wie Bild 4 ausweist, läßt er die Spannungsverteilung oberhalb des Scherbolzens unberücksichtigt, da sie nicht maßgebend ist. Für die Größe der Resultierenden der Betonreaktion beachtet R a s m u s s e n nur den schraffierten Teil der Spannungsverteilung.

Für die rechnerische Bruchlast gibt R a s m u s s e n die Gleichung

$$P_U = c \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{\beta_c \cdot \beta_s} \cdot \left(\sqrt{1 + (\varepsilon \cdot c)^2} - \varepsilon \cdot c \right) \quad (2.5)$$

an, wobei

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot f}{d_s} \cdot \sqrt{\frac{\beta_c}{\beta_s}} \quad (2.6)$$

ist.

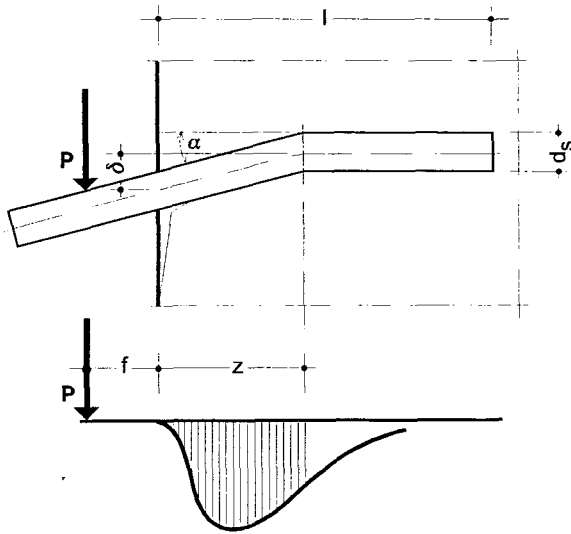


Bild 4. Beanspruchung und Spannungsverteilung nach R a s m u s s e n, entnommen [11]

Die Anwendbarkeit seiner Beziehung knüpft R a s m u s s e n ohne Angabe von Gründen an folgende Voraussetzungen:

Einbindetiefe $\geq 6 d_s$

Reichliche Betondeckung $\geq 3 d_s$

$\beta_S \leq 70\% \beta_Z$

Unter diesen Voraussetzungen und folgenden Versuchsparametern

$16 \text{ mm} \leq d_s \leq 25,4 \text{ mm}$

$0 \leq f \leq 13 \text{ mm}$

$110 \text{ kp/cm}^2 \leq \beta_c \leq 440 \text{ kp/cm}^2$

$2250 \text{ kp/cm}^2 \leq \beta_S \leq 4400 \text{ kp/cm}^2$

$\beta_S = 0,6 \text{ bis } 0,7 \beta_Z$

β_S = Fließgrenze des Scherbolzenstahls

β_Z = Bruchgrenze des Scherbolzenstahls

kommt R a s m u s s e n zu einem durchschnittlichen Wert für den dimensionslosen Faktor c von 1,3.

Liegt eine sehr dünne Fuge vor, d.h., ist der Hebelarm $f \approx 0$, so wird auch $\varepsilon = 0$.

Für diesen Sonderfall wird Gl. (2.5):

$$P_U = c \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{\beta_c \cdot \beta_s} \quad (2.7)$$

Für den Faktor c gibt R a s m u s s e n folgende Werte an:

Wird die Grenzlaster bei Beginn des Betonabbröckelns definiert (etwa bei einer Winkelverdrehung $\alpha = 0,01$ und einer Verschiebung von $\delta = 0,01 d_s$):

$$c \approx 0,7 \dots 0,9$$

Wird die Grenzlaster bei einer Winkelverdrehung von $\alpha = 0,075$ definiert:

$$c = 1,1$$

Wird die Grenzlaster bei einer Bolzenverschiebung von $\delta = \frac{d_s}{6}$ definiert:

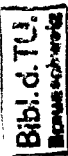
$$c = 1,2$$

Den endgültigen Bruch gibt R a s m u s s e n bei einer Verschiebung von $\delta = d_s$ an. Unmittelbar vor dem totalen Versagen erreicht der Faktor c den Wert:

$$c = 2,5$$

Mit den theoretischen Ansätzen und Versuchsergebnissen von R a s m u s s e n, die mit einer größten Abweichung von 10% gute Übereinstimmung zeigen, beschäftigte sich R y b i c k i [17]. Die von R a s m u s s e n ohne Rücksicht auf Verformung bestimmte maximale Traglast schränkte er ein und schlug vor, als Grenze für die zumutbare bleibende Verformung $\delta = 0,005 d_s$ zu nehmen. Für Gebrauchslaster sollte somit der Faktor $c = 0,5$ verwendet werden.

Das Institut TNO für Bouwmaterialen en Bouwconstructies in Delft [18] wies in seinem Ansatz etwas von der allgemeinen Betrachtungsweise ab, indem auf die teilweise mit Gewinde versehenen Bolzen eine kombinierte Beanspruchung -Scher- und Zugkräfte- aufgebracht wurde (Bild 5). Bei den Bolzen mit einem Durchmesser von 8 und 16 mm versagte der Stahl. Beim Durchmesser 24 mm scherte die auf dem Gewinde befindliche Mutter ab, oder es versagte der Beton.



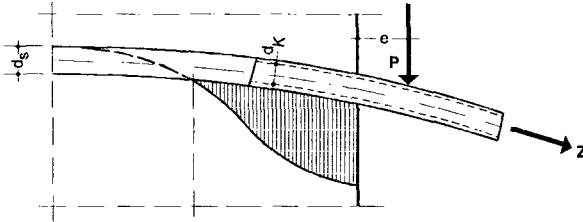


Bild 5. Beanspruchung und Spannungsverteilung nach TNO [18]

Für den Stabbruch wird folgende Gleichung angegeben:

$$\beta_Z = \frac{1}{\lambda_s} \cdot \sqrt{Z_U^2 + 1,6 \cdot P_U^2} \quad (2.8)$$

Die Zugkraft im Bruchzustand folgt bei den ausgeführten Versuchen aus der Beziehung

$$Z_U \cdot z = P_U \cdot e$$

mit z = Hebelarm der inneren Kräfte aus der Versuchsanordnung.

Somit wird:

$$Z_U = P_U \cdot \frac{e}{z} \quad (2.9)$$

Ein Vergleich zwischen den nach Gl. (2.7) errechneten Bruchlasten mit den Versuchsergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung.

Weil alle vorliegenden Bemessungsansätze für den Scherbolzen unbefriedigend blieben, wurde von P a s c h e n / S c h ö n h o f f [19] ein Versuchsprogramm durchgeführt. Für das Versagen eines Scherbolzens ergaben sich zwei Kriterien [20]:

Verbiegung des Scherbolzens nach Überschreiten der Fließgrenze, oft einhergehend mit örtlichen Abplatzungen an der Betonoberfläche.

Verschiedenartiges Aufspalten des Betonkörpers in Abhängigkeit von den Randabständen (Bild 6).

P a s c h e n weist darauf hin, daß beide Versagenskriterien zu berücksichtigen sind. Bei größeren Hebelarmen ist im allgemeinen die Bolzenbiegung maßgebend.

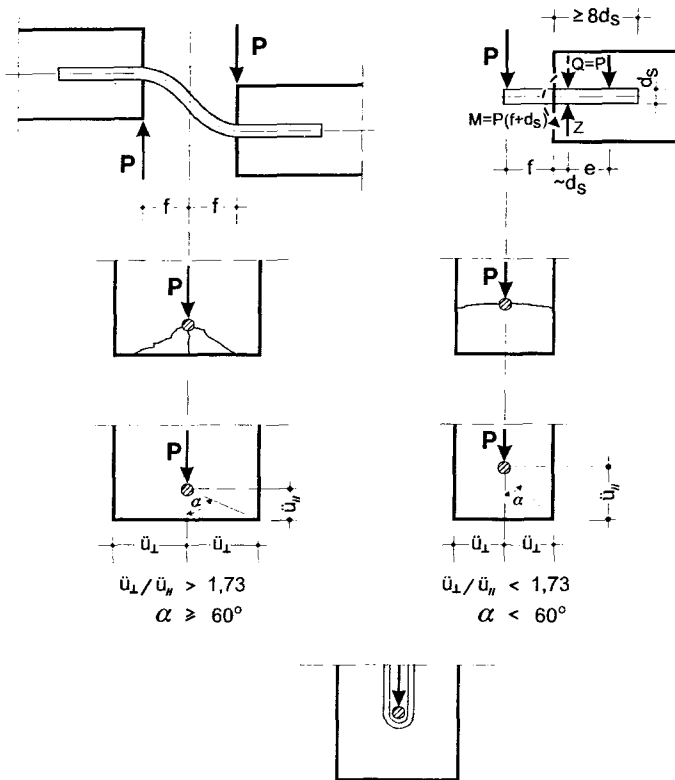


Bild 6. Beanspruchung, Bemessung und Bewehrung von Scherbolzen nach P a s c h e n [20]

Als Versagenswert für den Beton gibt P a s c h e n in Abhängigkeit von α an:

Für $\alpha > 60^\circ$ ist

$$P_U = \left(190 + 0,23 \cdot \bar{u}_{\parallel}^2 \right) \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2} \quad (2.10)$$

für $\alpha \leq 60^\circ$ ist

$$P_U = \left(190 + 0,23 \cdot \bar{u}_{\parallel}^2 \right) \cdot \sqrt[3]{\beta_W^2} \cdot \sin \left(0,91 \frac{\bar{u}_{\perp}}{\bar{u}_{\parallel}} \right) \quad (2.11)$$

mit \bar{u} in mm und β_W in N/mm².

Daraus folgt jeweils:

$$\text{zul } P = \frac{1}{3} \cdot P_U \quad (2.12)$$

Durch Bewehrung lassen sich die Traglasten von Scherbolzen so weit steigern, daß nicht der Beton, sondern die Bolzenbiegung maßgebend wird. Die von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft ist für

$$Z = \frac{M}{c} + Q \quad (2.13)$$

zu bemessen. Aufgrund der Versuche ist bei Hebelparmen von $f \leq 2$ cm der Bemessungsansatz

$$Z \sim Q \quad (2.14)$$

ausreichend. Für größere äußere Hebelparme sind die Glgn. (2.10) bis (2.12) nicht belegt.

P a s c h e n empfiehlt die Anordnung einer Bewehrung. Dafür hat sich u.a. eine Schlaufenbewehrung als gut erwiesen, sofern Bolzen und Bügel direkten Kontakt haben (Bild 6).

B a u m a n n / R ü s c h [21] berichteten im Jahre 1970 ausführlich über die Bedeutung der „Verdübelungswirkung“ der Bewehrung, d. h., über die Aufnahme von Kräften senkrecht zur Stabrichtung. Als Voraussetzung für das Eintreten dieser Tragwirkung führten sie eine Verschiebung der Rißufer an, die beispielsweise infolge der durch die Querkraft bewirkten Schubrotation am unteren Ende eines Schrägrisses hervorgerufen wird (Bild 7).

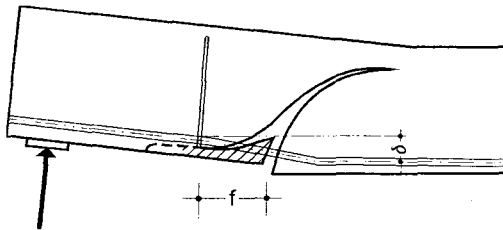


Bild 7. Verformung nach dem Auftreten von Verdübelungsrissen nach B a u m a n n / R ü s c h [21]

Sie bezogen den Begriff „Verdübelungswirkung“ nur auf die Längsbewehrung. Der Einfluß der Längsbewehrung auf die Schubtragfähigkeit wurde eingehend untersucht, weil bei Schubversuchen oft eine überstarke Längsbewehrung angeordnet wird, um einen vorzeitigen Biegebruch zu vermeiden. Die so gewonnenen Ergebnisse beinhalten somit die günstigen Verdübelungskräfte in der Längsbewehrung.

Für das Studium der Beziehung zwischen der auf die Biegezugbewehrung einwirkenden Verdübelungskraft V und der dadurch hervorgerufenen Verdübelungsverformung δ wurden 31 Balken mit vorgegebenem Schrägriß betrachtet (Bild 8). Untersucht wurden: Balkenstützweite, Betongüte, Stärke und Anordnung der Längsbewehrung, Querschnittsabmessungen und Lage des dem künstlichen Schrägriß benachbarten Bügels.

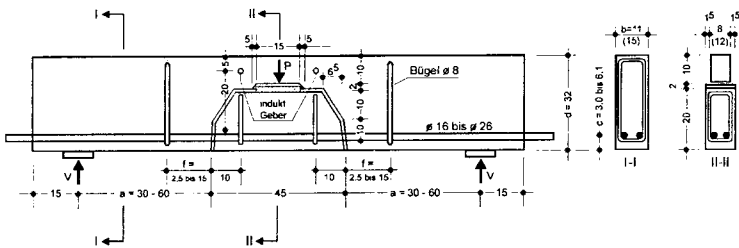


Bild 8. Versuchskörper von B a u m a n n / R ü s c h [21]

Der grundsätzliche Verlauf der Beziehung $\delta = f(V)$ ist in Bild 9 dargestellt. Die Verdübelungskraft wird durch vertikale Betonzugspannungen nach oben aufgehängt. Dabei sind die Verdübelungsverformungen klein (Kurve 1). Nach dem Auftreten des ersten Verdübelungsrisses nehmen sie bei geringer Laststeigerung stark zu. Sofern sich die Längsbewehrung nicht auf einen Bügel abstützen kann, führt die ohne Laststeigerung stark anwachsende Verschiebung bald zum Abplatzen der unteren Betonüberdeckung (Kurve 2). Ist dagegen ein Abstützen der Längsbewehrung auf einen Bügel gegeben, so ist mit zunehmender Verschiebung noch eine Laststeigerung möglich (Kurve 3).

Die Kurve 1 in Bild 9 kann näherungsweise durch

$$\delta = 0,08 \cdot \frac{V}{V_{RuB}} \quad (2.15)$$

beschrieben werden. Beim Auftreten des ersten Verdübelungsrisss δ_{RiB} betrug die Verformung zwischen 0,06 und 0,16 mm, im Mittel 0,10 mm (Bild 10).

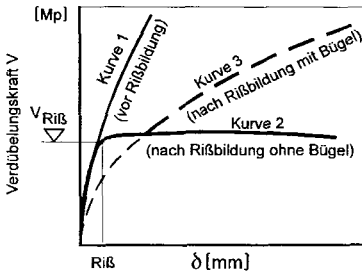


Bild 9. Grundsätzlicher Verlauf der Beziehung zwischen V und δ bei Erstbelastung nach Baumann / Rüsch [21]

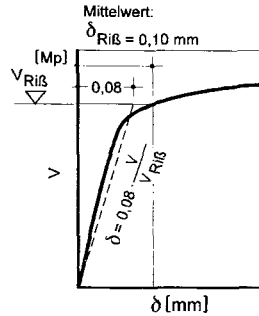


Bild 10. Beziehung zwischen V und δ vor dem Auftreten von Verdübelungsrisen nach Baumann / Rüsch [21]

Baumann / Rüsch hielten als Maßstab für die Verdübelungsrißlast die Länge l_z für geeignet.

$$l_z = \frac{V_{\text{RiB}}}{\beta_{\text{bz}} \cdot b_n} \quad (2.16)$$

Mit b_n = Nettobalkenbreite (Balkenbreite - Σ Stabdurchmesser in einer Lage).

l_z läßt sich als die Länge eines Rechtecks mit der Höhe $\max \sigma$ deuten, dessen Flächeninhalt dem Inhalt der tatsächlichen vertikalen Betonzugspannungsverteilung entspricht.

Für einlagige, untenliegende Längsbewehrung fanden Baumann / Rüsch folgende empirische Beziehung:

$$l_z = \frac{d_s \cdot 14,3}{3 \sqrt{\beta_W}} \quad (2.17)$$

mit d_s = Durchmesser der Bewehrungsstäbe in cm

β_W = Würfeldruckfestigkeit in kp/cm^2

Wenn die Zugfestigkeit β_{bZ} des Betons zu $\beta_{bZ} = k \cdot \beta_W^{2/3}$ angesetzt wird, folgt aus Gln. (2.16) und (2.17)

$$V_{RiB} = 14,3 \cdot k \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{\beta_W} \quad (2.18)$$

Mit einlagiger, untenliegender Längsbewehrung ergab sich aus den Versuchsergebnissen für den Faktor $14,3 \cdot k$ als Mittel 7,6 und somit die Verdübelungsrißlast zu

$$V_{RiB} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{\beta_W} \quad (2.19)$$

Diese Gleichung läßt eine lineare Beziehung zwischen V_{RiB} und dem Stabdurchmesser erkennen und deckte die Versuchsergebnisse anderer Forscher mit befriedigender Genauigkeit ab.

Bei zweilagiger, untenliegender Längsbewehrung wurde (für eine Betongüte $\beta_W = 350$ bis 400 kp/cm^2) die für die Verteilung der vertikalen Betonzugspannungen charakteristische Länge

$$l_z = 4 + 0,032 \cdot I_v \quad (2.20)$$

wobei I_v nach Bild 11 definiert ist. Das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts wird aus Längsbewehrung und lotrecht darunter befindlicher Betonfläche ermittelt.

$$I_v = \frac{b_i \cdot c^3}{12} + n \cdot 0,05 \cdot d_s^4 + b_i \cdot c \cdot e_b^2 + n \cdot A_s \cdot e_s^2 \quad (2.21)$$

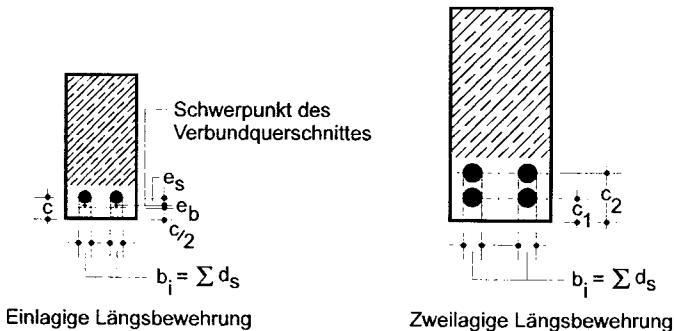


Bild 11. Ermittlung des Rechenwertes I_v (cm^4) mit $n = E_s/E_b \cdot 8$ nach Baumann / R ü s c h [21]

Die Verdübelungskraft V konnte nach dem Auftreten des ersten Verdübelungsrisses nur dann weiter anwachsen, wenn ein nahe dem Schrägriß angeordneter Bügel der Längsbewehrung als Unterstützung diente. Die Beziehung zwischen V und der Verformung δ folgte bei Erstbelastung einer Parabel (Bild 12).

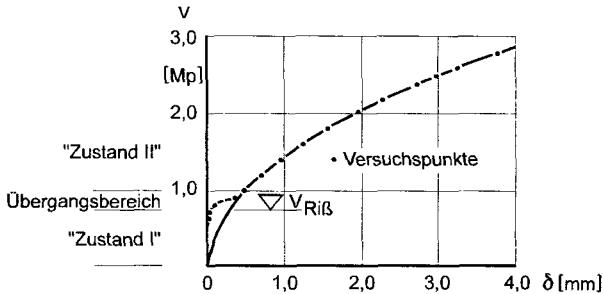


Bild 12. Beschreibung der Versuchspunkte eines Balkens durch eine Parabel nach Baumann / Rüsch [21]

$$\delta [\text{mm}] = \gamma \cdot V^2 \quad (2.22)$$

mit: γ in mm/Mp^2

V in Mp

Einfluß auf den Parameter γ nahmen die Steifigkeit des Verbundquerschnitts aus Längsbewehrung und unterer Betonüberdeckung sowie die Entfernung Bügel - Schrägriß.

$$\gamma = 0,45 \cdot f^2 / I_v \quad (2.23)$$

mit: f [cm] = Entfernung Bügel - Schrägriß

I_v [cm^4] = Trägheitsmoment nach Bild 11

Der Gültigkeitsbereich der Glgn. (2.22) und (2.23) erstreckte sich auch auf zweilagige Bewehrung.

Die Breite des Verdübelungsrisses erreichte bis zu ca. 80% der Verdübelungsverformung nach Bild 7.

Obenliegende Stäbe lieferten nach F e n w i c k [22] ca. 60% der aufnehmbaren Ver-

dübelungskraft unterliegender Stäbe. Der Grund dafür kann einmal in der geringeren Festigkeit des Betons in der oberen Randzone der Balken gesehen werden, zum anderen auch darin, daß die maßgebenden plastischen Eindrückungen oberliegender Bewehrung entgegen der Setzrichtung des Betons erfolgen.

B a u m a n n / R ü s c h knüpften die Notwendigkeit ihrer Versuche an die Tatsache an, daß auf theoretischem Wege das Problem der Verdübelungswirkung nur schwer zugänglich ist. Kritisch befaßten sie sich mit dem für die Verdübelungswirkung bis zum Auftreten des ersten Verdübelungsrissses von K r e f e l d / T h u r s t e n [23] aufgestellten Gedankenmodell.

Dabei wirkt die Verdübelungskraft in einem gewissen Abstand vom Schrägrißufer auf die Längsbewehrung, die sich auf der unteren Betonüberdeckung abstützt. Über vertikale Betonzugspannungen wird ihre Last an den darüberbefindlichen Balkenteil abgegeben. K r e f e l d / T h u r s t e n gehen davon aus, daß Längsbewehrung und Betonüberdeckung einen Verbundquerschnitt von entsprechender Biegesteifigkeit bilden. Unter der Annahme, die Steifigkeit der Aufhängung ist konstant, ergibt sich ein elastisch gebetteter bzw. aufgehängter Balken.

Für die Lösung der daraus erhaltenen Differentialgleichung nach T i m o s h e n k o werden Ableitungen notwendig, die einige mit der Wirklichkeit nur teilweise übereinstimmende Annahmen enthalten. Quantitative Aussagen über die Größe der Verdübelungsrißart sind daher von dieser Theorie nicht zu erwarten.

Die Versuche von B a u m a n n / R ü s c h bewiesen, daß Längsbewehrung und Betongüte auf l_z Einfluß nehmen. Vom Abstand f zwischen Bügel und Schrägriß war l_z unabhängig, solange $f > 2,5$ cm blieb. Bei $f = 2,5$ cm war jedoch eine eindeutige Zunahme von l_z festzustellen.

Ein bedeutender Einfluß der Anzahl der Bewehrungsstäbe auf V_{RiB} wäre eigentlich zu erwarten. Wenn für einlagige Längsbewehrung für I_V nur diese berücksichtigt wird, erhöht eine Verdoppelung der Anzahl der Bewehrungsstäbe l_z nur auf das $\sqrt[4]{2} = 1,19$ fache. Bei zweilagiger Längsbewehrung lagen die Verdübelungsrißlasten und l_z wesentlich höher -vgl. Gl. (2.20)-. Wird bei der Ermittlung von I_V nur das Trägheitsmoment

der Längsbewehrung herangezogen, so ist dieses dem Wert d_s^4 proportional und somit l_z auch proportional zum d_s .

Bei einlagiger Längsbewehrung steigt l_z bei niedrigen Betongüten an. Dabei werden nicht nur die Zugdehnungen größer, sondern auch die Eindrückungen der Längsbewehrung in den Beton. Die Längsbewehrung kann sich infolgedessen über eine größere Länge auf die untere Betonüberdeckung abstützen. Die von B a u m a n n / R ü s c h vorliegenden Versuchsergebnisse mit zweilagiger Längsbewehrung lassen keine Aussage über den Einfluß der Betongüte zu. Der Beton zwischen den Längsbewehrungsstäben trägt zur Erhöhung der Steifigkeit von Längsbewehrung und Betonüberdeckung bei. Gleichwohl dürfte die Betongüte im Vergleich zur Steifigkeit von untergeordneter Bedeutung sein.

Einen weiteren Beitrag zur Verdübelungswirkung von Bewehrungsstäben lieferte D u l á c s k a [24]. Bild 13 zeigt die Versuchskörper, die durch einen schrägen Bügel verbunden waren. Verändert wurden die Betongüte, der Stahldurchmesser und der

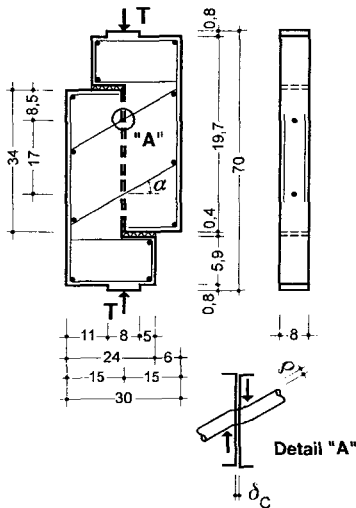


Bild 13. Versuchskörper nach D u l á c s k a [24]

Bügelwinkel. Tafel 1 enthält neben diesen Daten für jeden der 16 Probekörper noch β_s , die Bruchkraft und die nach Gl. (2.25) ermittelte theoretische Bruchlast.

Tafel 1. Besondere Merkmale und Versuchsergebnisse der Probekörper

Versuch Nr.	α [Grad]	d_s [mm]	β_s [kp/cm ²]	β_w [kp/cm ²]	T_U [kp]	$T_{U \text{ (theor.)}}$ [kp]
1	10	10	2950	320	1080	1020
2	10	10	2950	320	1030	1020
3	20	6,5	2470	300	430	360
4	20	6,5	2470	300	400	360
5	20	10	2950	100	780	460
6	20	10	2950	100	500	460
7	20	10	2950	320	-	940
8	20	10	2950	320	1000	940
9	20	10	2950	320	1230	940
10	20	10	2950	320	1000	940
11	20	14	2570	300	1900	1670
12	20	14	2570	300	1580	1670
13	30	10	2950	240	850	720
14	30	10	2950	240	700	720
15	40	10	2950	240	830	660
16	40	10	2950	240	650	660

Aufgrund der Versuchsergebnisse stellte D u l á c s k a folgende Gleichung auf:

$$T_U = 0,05 \cdot p \cdot d_s^2 \cdot \beta_s \cdot v \cdot \sin \alpha \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\beta_w}{3 \cdot p \cdot 0,05^2 \cdot \beta_s \cdot v \cdot \sin^2 \alpha}} - 1 \right] \quad (2.24)$$

mit:

T_U = Bruchkraft

d_s = Stabdurchmesser

α = Bügelwinkel

v = Koeffizient der örtlichen Betonpressung

γ = konstant = 0,05

$p = 1 - Z_s^2 / Z_{ss}^2$

Z_s = Stabzugkraft

Z_{ss} = Zugkraft bei Erreichen der Streckgrenze

Wenn für $\nu = 4$, $\gamma = 0,05$ und $p \approx 1$ angenommen wird, so kann geschrieben werden:

$$T_U = 0,2 \cdot d_s^2 \cdot \beta_S \cdot \sin \alpha \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{\beta_W}{0,03 \cdot \beta_S \cdot \sin^2 \alpha}} - 1 \right] \quad (2.25)$$

Die theoretischen Bruchlastgrößen für die 16 Versuchskörper wurden nach dieser Gleichung errechnet. Sie stimmen mit den versuchsmäßig erhaltenen Werten gut überein (vgl. Tafel 1).

Bei der von Birkeland / Birkeland [25] vorgestellten „Scher-Reibungs-Hypothese“ wird von einem monolithischen Betonblock mit einer angenommenen Versagensebene 1-1 ausgegangen (Bild 14).

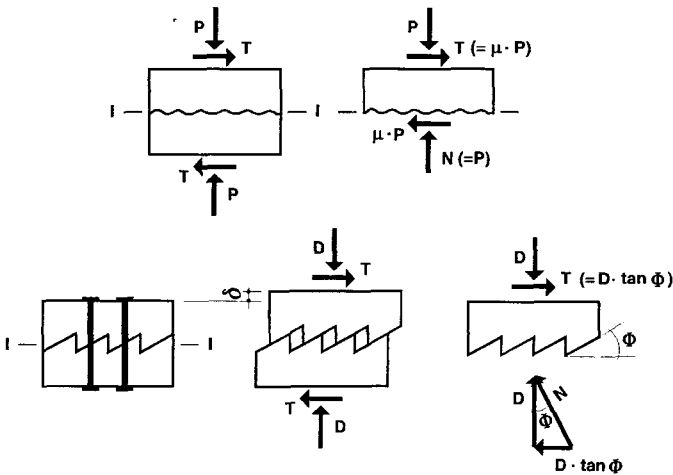


Bild 14. Scher-Reibungs-Hypothese nach [25]

Die horizontal zu dieser Ebene wirkenden äußeren Scherkräfte T können zu einem Gleiten der Ebenen führen, dem die aus der äußeren Kraft P herrührende Reibung $\mu \cdot P$ entgegenwirkt. Bei rauher Versagensebene wird die Gleitbewegung ein Trennen δ der beiden Hälften verursachen. Ist in der Verbundfläche eine Bewehrung vorhanden, so wird in dieser durch das Trennen eine Spannung hervorgerufen. Bei guter Verankerung der Bewehrung kann diese Spannung mit einer äußeren Spannkraft auf den Beton gleichgesetzt

werden, die als Reibungskraft auf die Berührungsfläche wirkt. Die Oberflächenrauigkeit kann durch eine Folge reibungsloser Sägezähne mit einer Abschrägung von $\tan \Phi$ ersetzt werden. $D \cdot \tan \Phi$ entspricht der Reibungskraft $\mu \cdot P$ (vgl. Bild 14). Es zeigt sich ferner, daß die aus der Spannung in der Bewehrung resultierende Kraft D wirkungsgleich mit der äußeren Kraft P ist. Sie erfüllt also prinzipiell die gleiche Funktion wie eine von außen aufgebrachte Druckkraft senkrecht zur Fugenachse.

Die Verfasser übertragen ihre von monolithischem Beton ausgehenden Überlegungen auch auf zusammengesetzte Querschnitte mit rauher oder glatter Fugenoberfläche. Sie halten dabei das Ansetzen von kleineren $\tan \Phi$ -Werten als für monolithischen Beton für angemessen. Die Scherbruchkraft T_U wird durch Strecken der Bewehrung erreicht. Für die Scherbruchkraft und die Scherbruchspannung werden unter Hinweis auf die versuchsmäßig ermittelten Grenzen folgende Gleichungen angegeben:

$$T_U = A_s \cdot \beta_s \cdot \tan \Phi \quad (2.26)$$

$$\tau_U = \mu_0 \cdot \beta_s \cdot \tan \Phi = \frac{T_U}{A_b} \quad (2.27)$$

Zu diesen Gleichungen werden folgende Angaben gemacht:

$\tan \Phi = 1,7$ für monolithischen Beton

$\tan \Phi = 1,4$ für künstlich angeraute Verbundflächen

$\tan \Phi = 0,8 \dots 1,0$ für gewöhnliche Verbundflächen

T_U = Scherbruchkraft

A_s = Stahlquerschnitt in der Scherfläche

β_s = Streckgrenze des Stahls ($\leq 4200 \text{ kp/cm}^2$)

A_b = Größe der Scherfläche

τ_U = Scherbruchspannung ($\leq 56 \text{ kp/cm}^2$)

μ_0 = Bewehrungsgrad bezogen auf die Scherfläche
(brauchbare Grenze 1,5%)

β_p = Betonprismenfestigkeit ($\geq 280 \text{ kp/cm}^2$)

größter Bewehrungsdurchmesser: 12,7 mm

In der Arbeit wird darauf verwiesen, daß durch zahlreiche Versuche mehrerer Forscher die Scher-Reibungs-Hypothese bestätigt wird. Dabei wurden die in Bild 15 dargestellten

Versuchskörper verwendet.

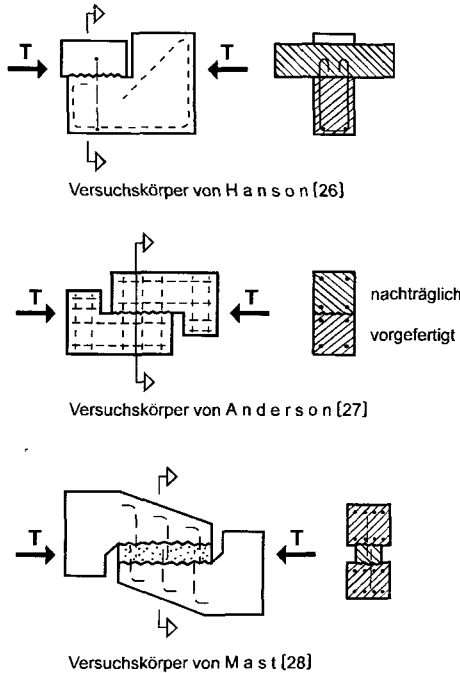


Bild 15. Versuchskörper, entnommen [25]

Die Versuchsergebnisse sind in Bild 16 aufgetragen. Bei allen Versuchen lag die Stahlstreckgrenze bei ungefähr 4900 kp/cm^2 .

Bei den Versuchen von Hanson fallen nur 2 Versuchskörper ohne Verbund (Trockenfuge) unter die mit der durchschnittlichen Streckgrenze der Bewehrung ermittelten Voraussagelinie, jedoch liegen sie etwas über der Entwurfslinie, die auf der kleinsten Lieferungsstreckgrenze basiert.

Bemerkenswert ist bei den Versuchen von Anderson, daß jeweils mit $\mu_0 = 1,85\%$ mit der Betonfestigkeit $\beta_p = 210 \text{ kp/cm}^2$ eine Scherbruchspannung von ca. 92 kp/cm^2 und mit $\beta_p = 525 \text{ kp/cm}^2$ eine Scherbruchspannung von ca. 109 kp/cm^2 erzielt wurde.

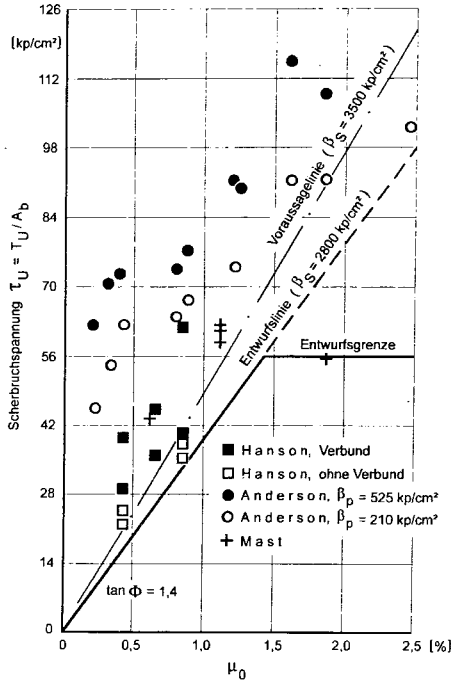


Bild 16. Versuchsergebnisse, beschrieben in [25]

Die Betongüte hat keinen großen Einfluß und geht anscheinend mit der Zugfestigkeit ein. τ_U ist aber etwa proportional zu μ_0 .

Der Hohlraum zwischen den beiden vorgefertigten Versuchsstücken von M a s t wurde mit Beton verfüllt. Der mit dem größten Bewehrungsprozentsatz versehene Versuchskörper wurde unglücklicherweise 1,5 Tage nach dem Schließen des Hohlraumes geprüft. Aufgrund dieses Versuches schränken B i r k e l a n d / B i r k e l a n d die entwerfsmäßigen Scherbruchspannungen auf $\tau_U = 56 \text{ kp/cm}^2$ und den nützlichen Bewehrungsprozentsatz auf $\mu_0 = 1,5\%$ ein.

Mit Blick auf die besonders niedrige Festigkeit des Vergußbetons bei diesem Versuchs-

körper scheint diese Einschränkung nicht gerechtfertigt zu sein, wie auch einige andere Versuchsergebnisse beweisen (vgl. Bild 16).

In [29] wird über ein breit angelegtes Versuchsprogramm mit den in Bild 17 dargestellten Versuchskörpern berichtet.

Die dabei verfolgten Ziele waren folgende:

Den Einfluß eines vorgegebenen Risses in der Scherfläche auf die Scherübertragungsfestigkeit zu bestimmen.

Den Einfluß der Festigkeit, Größe und Gliederung der Bewehrung auf die Scherübertragungsfestigkeit festzustellen.

Den Einfluß der Betonfestigkeit auf die Scherübertragungsfestigkeit zu ermitteln.

Die mögliche Mitwirkung der Verdübelungswirkung der die Scherfläche kreuzenden Bewehrung bei der Scherübertragungsfestigkeit zu erforschen.

Die Anwendbarkeit der Scher-Reibungs-Hypothese für die Berechnung der Scherübertragungsfestigkeit, wenn ein anfänglicher Riß in der Scherfläche vorhanden ist, zu untersuchen.

Die an Abdruckversuchen gemessene Scherübertragungsfestigkeit auf die Druck- und Zugfestigkeiten des Betons und Stahls zu beziehen.

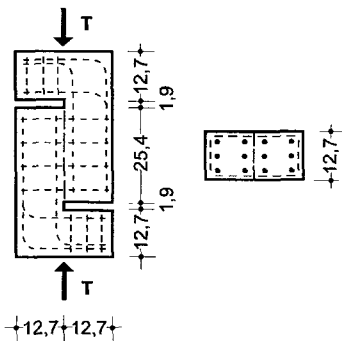


Bild 17. Versuchskörper nach [29]

In Tafel 2 sind die wichtigen Eigenschaften der Versuchskörper und die Versuchsergebnisse wiedergegeben. Die Prüfkörper der Serie 1 sowie 6.1 und 6.2 waren bei Versuchsbeginn ungerissen, alle anderen Prüfkörper waren entlang der Scherfläche gerissen.

Die Versuche haben erkennen lassen, daß bei anfänglich gerissenen Versuchskörpern das Gleiten größer ist als bei den ungerissenen. Das Vorhandensein eines Risses in der

Scherfläche verringert außerdem die Scherbruchspannung, wie Bild 18 zu entnehmen ist.

Tafel 2. Eigenschaften der Versuchskörper *) und Versuchsergebnisse

Versuch Nr.	d_s [mm]	Bügel-anzahl	β_S [kp/cm ²]	β_p [kp/cm ²]	$\mu_0 \cdot \beta_S$ [kp/cm ²]	τ_{II} [kp/cm ²]
1.0	9,5	0	-	284	0	33,8
1.1A	9,5	1	3570	276	15,7	52,8
1.1B	9,5	1	3380	305	14,8	59,4
1.2A	9,5	2	3570	270	31,4	70,3
1.2B	9,5	2	3380	294	29,7	69,0
1.3A	9,5	3	3570	270	47,2	77,4
1.3B	9,5	3	3380	276	44,6	75,3
1.4A	9,5	4	3570	317	62,8	95,7
1.4B	9,5	4	3380	272	59,4	90,0
1.5A	9,5	5	3570	317	78,8	98,5
1.5B	9,5	5	3380	286	74,2	97,4
1.6A	9,5	6	3570	303	94,3	100,8
1.6B	9,5	6	3380	285	89,1	99,9
2.1	9,5	1	3570	218	15,7	41,5
2.2	9,5	2	3570	218	31,4	47,8
2.3	9,5	3	3570	275	47,2	59,1
2.4	9,5	4	3570	275	62,8	70,3
2.5	9,5	5	3570	294	78,8	91,5
2.6	9,5	6	3570	294	94,3	97,5
3.1	3,2	2	3520	284	3,5	16,9
3.2	6,4	2	4000	282	15,7	36,6
3.3	9,5	2	3570	218	31,4	47,8
3.4	12,7	2	3320	284	52,1	72,3
3.5	15,9	2	2980	284	73,1	81,1
4.1	9,5	1	4650	286	20,6	49,5
4.2	9,5	2	4650	286	41,0	68,9
4.3	9,5	3	4650	305	61,5	83,0
4.4	9,5	4	4650	305	81,9	98,5
4.5	9,5	5	4650	239	102,4	92,8
5.1	9,5	1	3570	172	15,7	35,9
5.2	9,5	2	3570	184	31,4	49,2
5.3	9,5	3	3570	168	47,2	57,0
5.4	9,5	4	3570	182	62,8	55,9
5.5	9,5	5	3570	184	78,8	71,0
6.1	9,5	1	3380	279	14,8	56,3
6.2	9,5	5	3380	277	74,2	87,2
6.3	9,5	1	3380	279	14,8	22,5
6.4	9,5	5	3380	277	74,2	64,9

*) Versuchskörper der Nr. 1 und 6.1/6.2 waren anfänglich ungerissen in der Scherfläche.
Alle anderen Versuchskörper waren anfänglich gerissen in der Scherfläche.

Für Bewehrungsparameter $\mu_0 \cdot \beta_S$ in der Größe von 14 bis 70 kp/cm^2 ist der Unterschied in der Scherbruchspannung zwischen anfänglich gerissenen und ungerissenen Versuchskörpern konstant und beträgt etwa 17,5 kp/cm^2 . Für kleinere Werte von $\mu_0 \cdot \beta_S$ nimmt der Unterschied zu. Für Größen von $\mu_0 \cdot \beta_S$ über 70 kp/cm^2 wächst die Festigkeit von anfänglich ungerissenen Versuchskörpern viel langsamer an als die Zunahme von $\mu_0 \cdot \beta_S$, während die Festigkeit von anfänglich gerissenen Probekörpern weiterhin gleichmäßig zunimmt.

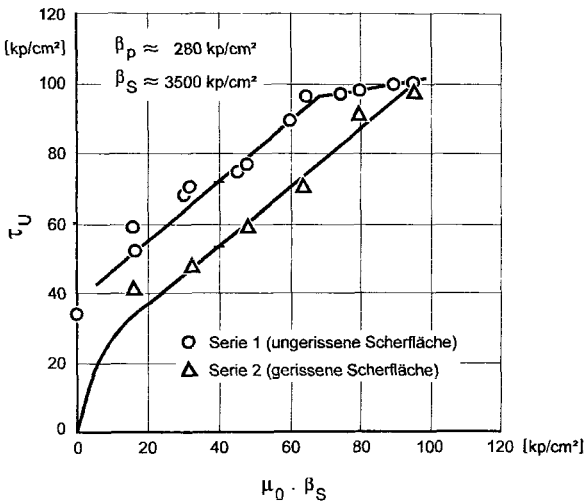


Bild 18. Scherbruchfestigkeit in Abhängigkeit von $\mu_0 \cdot \beta_S$ mit und ohne Riß entlang der Scherfläche nach [29]

Der Einfluß der Stabgröße und der Verteilung der Bügel geht aus Bild 19 hervor. Es scheint, daß die Art und Weise, in welcher μ_0 geändert wurde, das Verhältnis zwischen der Scherfestigkeit und dem Parameter $\mu_0 \cdot \beta_S$ nicht beeinflußt hat.

In Bild 20 sind die Versuchsergebnisse mit zwei unterschiedlichen Bügelstahl-Streckgrenzen - $\beta_S = 3570 \text{ kp/cm}^2$ und $\beta_S = 4650 \text{ kp/cm}^2$ - dargestellt. Die Prismendruckfestigkeit des Betons betrug bei beiden Serien $\beta_p \approx 280 \text{ kp/cm}^2$. Die Scherfläche war bei Versuchsbeginn gerissen. Mit Ausnahme des am stärksten bewehrten Probestücks war

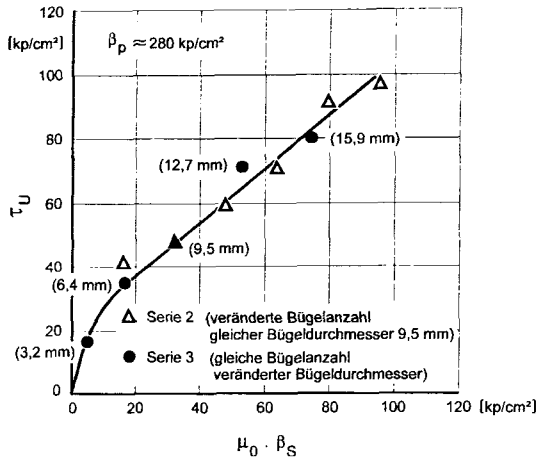


Bild 19. Einfluß der Stabgröße und der Verteilung der Bügel auf die Scherbruchfestigkeit von anfänglich gerissenen Versuchskörpern nach [29]

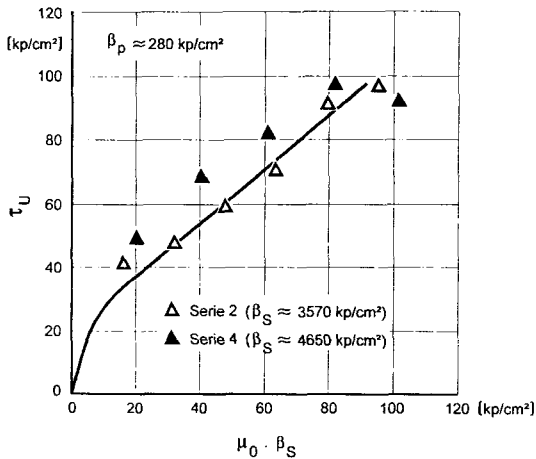


Bild 20. Einfluß der Streckgrenze des Bügelstahls auf die Scherbruchfestigkeit von anfänglich gerissenen Versuchskörpern nach [29]

die Scherbruchfestigkeit der Versuchskörper mit $\beta_S = 4650 \text{ kp/cm}^2$ größer als bei den Proben mit $\beta_S = 3570 \text{ kp/cm}^2$.

Die Prüfkörper der Serien 2 und 5 stimmten bis auf die Betonfestigkeit überein. Die Versuchsergebnisse sind in Bild 21 aufgetragen. Für Größen von $\mu_0 \cdot \beta_S$ unterhalb 42 kp/cm^2 ist kein wesentlicher Einfluß der Betonfestigkeit auf die Scherübertragungsfestigkeit sichtbar. Für größere $\mu_0 \cdot \beta_S$ -Werte ist die Scherbruchfestigkeit bei der kleineren Betonfestigkeit geringer.

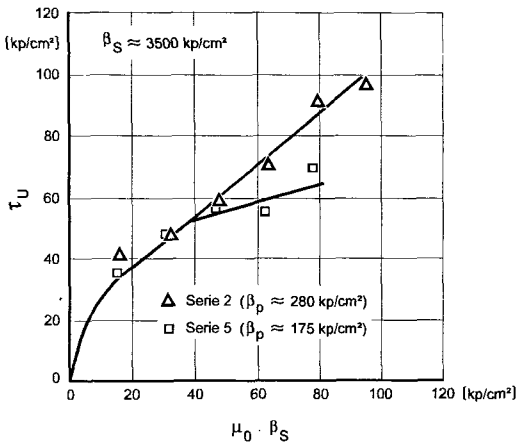


Bild 21. Einfluß der Betonfestigkeit auf die Scherbruchfestigkeit von anfänglich gerissenen Versuchskörpern nach [29]

Schließlich wird die in Bild 22 enthaltene Beziehung zwischen τ_U und $\mu_0 \cdot \beta_S$ für anfänglich gerissene Versuchskörper unter Berücksichtigung verschiedener Betonfestigkeiten vorgeschlagen.

Die Versuche haben ferner erkennen lassen, daß die Verdübelungswirkung der Bügelbewehrung bei anfänglich ungerissenen Versuchskörpern einen bedeutsamen Beitrag zur Scherübertragungsfestigkeit liefert. Auch bei den vor dem Prüfen gerissenen Versuchsstücken konnte ein beträchtlicher Einfluß der Verdübelungswirkung auf die Scherübertragungsfestigkeit wahrgenommen werden.

Das Verhalten von verschieden gestalteten Versuchskörpern bei Scherbeanspruchung (Bild 23) schilderten M a t t o c k / H a w k i n s [30]. In Bild 24 stellen sie Versuchsergebnisse den sich aus Gl. (2.27) ergebenden Rechenwerten gegenüber. Die versuchs-

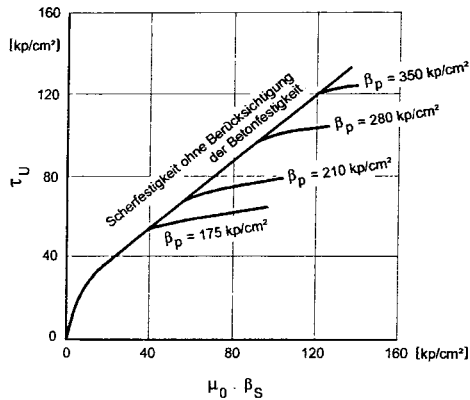
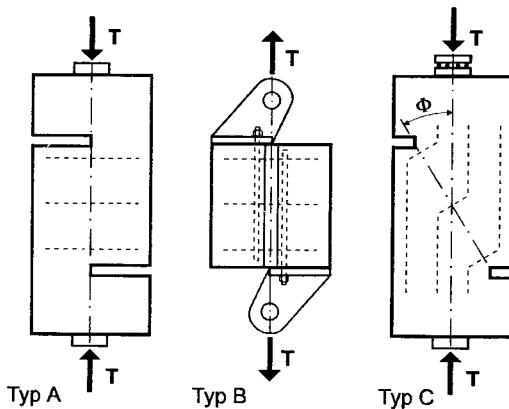


Bild 22. Mögliche Beziehung zwischen τ_U und $\mu_0 \cdot \beta_S$ für anfänglich gerissene Versuchskörper bei verschiedenen Betonfestigkeiten nach [29]



Typ A: Hofbeck, Ibrahim, Mattock [29]

Typ B: Chatterjee [31]

Typ C: Vangsirirungruang [32]

Bild 23. Von Mattock / Hawkins [30] zusammengetragene Versuchskörper

mäßig erhaltenen Werte liegen unter Berücksichtigung der vom ACI (American Concrete Institute) vorgegebenen Grenzen auf der sicheren Seite nach der Scher-Reibungs-Hypothese für anfänglich entlang der Scherfläche gerissenen Beton.

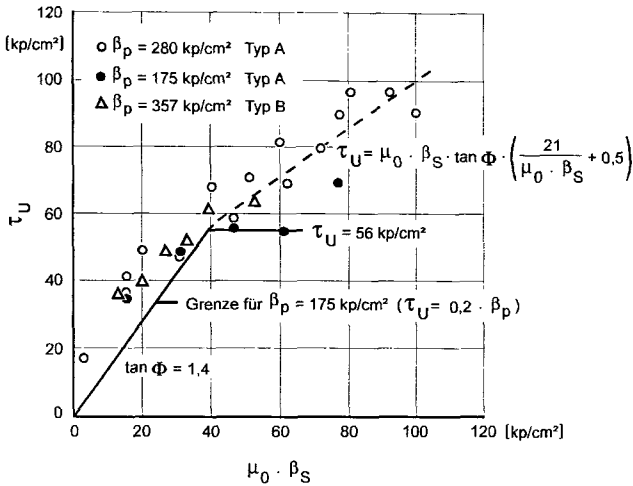


Bild 24. Vergleich der Scherbruchfestigkeit nach den Angaben vom ACI und PCI mit den gemessenen Festigkeiten an anfänglich gerissenen Versuchskörpern, entnommen [30]

Die vom PCI (Prestressed Concrete Institute) in Vorschlag gebrachte Erweiterung des Gültigkeitsbereiches sieht den Entwurf der Bewehrung nach Gl. (2.27) vor und gibt für Größen von $\mu_0 \cdot \beta_S$ ab 42 kp/cm² für $\tan \Phi$ einen Multiplikator in der Form $(21/\mu_0 \cdot \beta_S + 0,5)$ an. Diesem Vorschlag entspricht die gestrichelte Linie in Bild 24, die eine gute Übereinstimmung mit dem Trend der Versuchsdaten für Betonprismenfestigkeiten $\beta_p > 175$ kp/cm² und für Scherfestigkeiten $\tau_U \leq 100$ kp/cm² hat. Leider fehlen bei diesem Vorschlag obere Grenzen für $\mu_0 \cdot \beta_S$ und für τ_U .

M a t t o c k / H a w k i n s haben für die Scherübertragung über einen Riß in monolithischem Beton nachstehende Gleichung aufgestellt:

$$\tau_U = 14 \text{ kp/cm}^2 + 0,8 (\mu_0 \cdot \beta_S + \sigma_N) \quad (2.28)$$

Einschränkend weisen sie darauf hin, daß τ_U nicht größer als $0,3 \beta_p$ und $(\mu_0 \cdot \beta_S + \sigma_N)$ nicht kleiner als 14 kp/cm² sein darf. σ_N ist die von außen aufgebraachte Normalspannung auf der Scherfläche, bei Druckspannung positiv und bei Zugspannung negativ einzusetzen.

Den Einfluß der Druckspannungen in Kombination mit Bewehrung senkrecht zur Fuge untersuchte V a n g s i r u n g r u a n g mit der Versuchseinrichtung nach Bild 23, Typ C. Durch Änderung des Winkels Φ zwischen Fugenachse und Last-Wirkungslinie wurden die Druckspannungen variiert.

In Bild 25 sind die Versuchsergebnisse und die nach Gl. (2.28) ermittelte Gerade aufgetragen. Ein Vergleich mit Bild 24 läßt erkennen, daß die Werte nach Gl. (2.28) für $(u_0 \cdot \beta_S + \sigma_N)$ bis 23 kp/cm² etwas größer als nach Gl. (2.27) sind, während für Größen von $(u_0 \cdot \beta_S + \sigma_N)$ zwischen 23 und 40 kp/cm² dieser Vorschlag kleinere Ergebnisse hervorbringt. Den Gültigkeitsbereich der Gl. (2.28) geben die Verfasser für Größen von $(u_0 \cdot \beta_S + \sigma_N)$ bis 99 kp/cm² an, wenn σ_N Null oder eine Druckspannung ist.

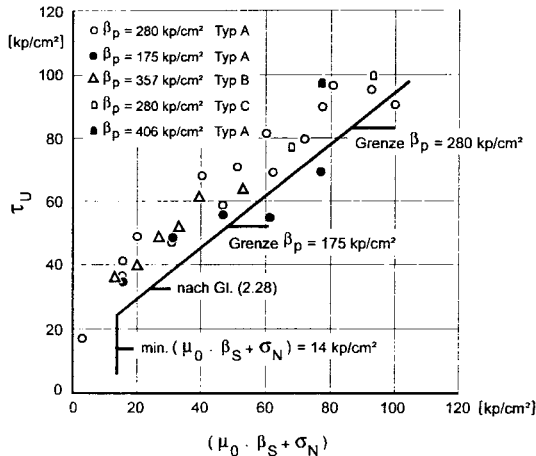


Bild 25. Vergleich der Scherbruchfestigkeit nach Gl. (2.28) mit den gemessenen Festigkeiten an anfänglich gerissenen Versuchskörpern nach [30]

Eine Gegenüberstellung der Rechenwerte nach Gl. (2.27) und (2.28) mit den Versuchsdaten für Konsolen von K r i z / R a t h s [33], die durch Scher- und Zugkräfte beansprucht wurden, zeigt die Gültigkeit dieser Gleichung auch für Zugspannungen von σ_N auf (Bild 26).

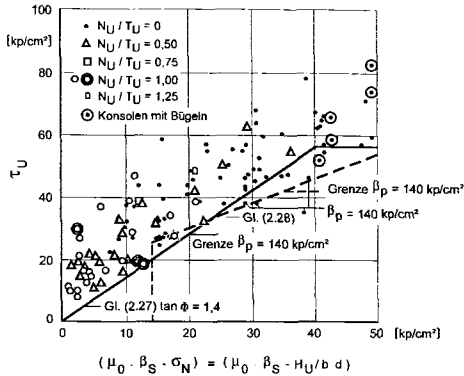


Bild 26. Vergleich der Scherbruchfestigkeit von Konsolen nach Gl. (2.27) und (2.28) nach [30] mit gemessenen Versuchsdaten

Auch M a s t [34] griff die Scher-Reibungs-Hypothese auf und übertrug diese auf den Entwurf von Konsolen. Er weist darauf hin, daß bei Verhältnissen von $a/d > 0,7$ der horizontale Stahl überwiegend durch Biegezug beansprucht wird, während bei $a/d < 0,7$ eher ein Scherproblem vorliegt (Bild 27). Es muß eine horizontale Bewehrung angeordnet werden, um die Möglichkeit eines Scherbruches entlang der in Bild 27 angedeuteten Scherfläche auszuschließen. Die erforderliche Bewehrung A_s entspricht $T_U/(\beta_S \cdot \tan \Phi)$

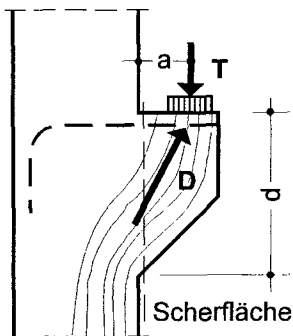


Bild 27. Konsole nach [34]

nach Gl. (2.26). Die innere horizontale Beton-druckkraft entspricht der in der Bewehrung vorhandenen Zugkraft. Die Scherkraft wird durch die innere Reibung im Bereich der Druckkraft übertragen. Greift an der Konsole noch zusätzlich eine Horizontalkraft an, so entspricht die Druckkraft nicht mehr der Kraft im Stahl. In diesem Fall muß die Bewehrung verstärkt werden. Die Gleichungen aufgrund der Scher-Reibungs-Hypothese ergeben in diesem Fall folgendes:

$$T_U = (A_s \cdot \beta_S - H_U) \cdot \tan \Phi \quad (2.29)$$

$$\tau_U = (\mu_0 \cdot \beta_S - \frac{H_U}{b \cdot d}) \cdot \tan \Phi \quad (2.30)$$

H_U ist die horizontale äußere Zugkraft beim Bruch. Bild 28 enthält Versuchsergebnisse von Konsolen, bei denen die horizontale Zugkraft halb so groß war wie die Vertikalbelastung. Die PCA (Portland Cement Association) hat außerdem Versuche mit Konsolen ohne Horizontalkraft gefahren, deren Ergebnisse in Bild 29 festgehalten sind. Bei den in Bild 28 und 29 wiedergegebenen Versuchsergebnissen handelt es sich um Versuche, bei denen Fließen der Bewehrung eintrat.

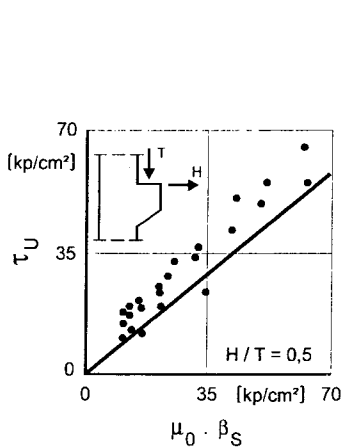


Bild 28. Konsolenversuche mit horizontaler Zugkraft $\tan \Phi = 1,4$ nach [34]

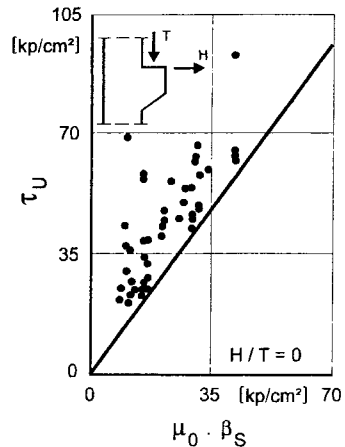


Bild 29. Konsolenversuche ohne horizontaler Zugkraft $\tan \Phi = 1,4$ nach [34]

In den Niederlanden [18] wurde eine Versuchsreihe zur Klärung des Tragverhaltens von vorgefertigten, in eine Wand an- bzw. einbetonierten Konsolen getestet. Verändert wurden die Durchmesser und die Anordnung der Bewehrung (BSt 24/36), die Exzentrizität e der Auflagerkraft, die Betonüberdeckung \bar{u} und die Ausführungsart der gegen die Wand gerichteten Konsolenseite (Bild 30 und 31).

Die Konsolen waren mit einem Längsstab an der Oberseite bzw. an der Ober- und Unterseite versehen. Die mittlere Würfelfestigkeit des Betons der Wand betrug 324 kp/cm^2 und die der Konsolen 219 kp/cm^2 . Gemessen wurden die horizontalen und vertikalen

Verschiebungen in Abhängigkeit von der Belastung.

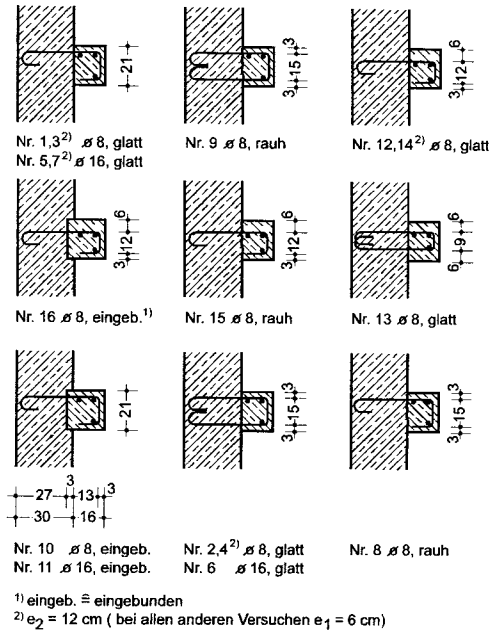


Bild 30. Ausführungsarten der 15 cm breiten Konsolen nach [18]

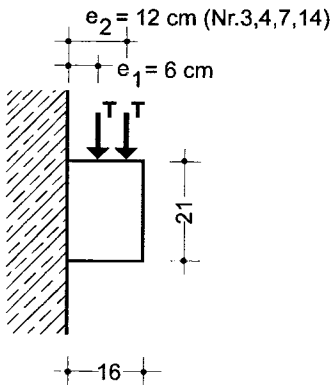


Bild 31. Belastungsanordnung der Konsolen nach [18]

Tafel 3 enthält u.a. den Bewehrungsprozentsatz μ der obenliegenden Längsbewehrung, die Bruchlast und die Angaben der Bruchart.

Die Untersuchungen zeigten hinsichtlich der Bruchlast und der Verformungen ein etwas günstigeres Verhalten bei einer rauhen Anschlußfläche als bei einer glatten. Auffallend waren jedoch in beiden Fällen die erheblichen vertikalen Verschiebungen bei höhe-

ren Lasten. Die eingebundenen Konsolen verhielten sich weitaus günstiger. Konsolen mit oberem und unterem Bewehrungsstab waren denen mit nur oberem Stab überlegen. Die Betonüberdeckung beeinflusste die Bruchlast bei glatter und rauher Trennfuge. Die Bruchlast stieg mit zunehmender Überdeckung an. Bei geringeren Lasten hatte die Überdeckung auf die Verformungen geringen Einfluß.

Tafel 3. Zusammenstellung der Konsolen - Versuche

Vers. Nr.	d_s [mm]	μ [%]	e [cm]	\ddot{u} [cm]	Bewehrung	Trennfläche	T_U [kp]	Bruchursache ¹⁾
1	8	0,19	6	3	einf.	glatt	1500	A
2	8	0,19	6	3	dopp.	glatt	3000	B
3	8	0,19	12	3	einf.	glatt	2000	B
4	8	0,19	12	3	dopp.	glatt	2900	A
5	16	0,75	6	3	einf.	glatt	2500	S
6	16	0,75	6	3	dopp.	glatt	9300	S
7	16	0,75	12	3	einf.	glatt	1700	S
8	8	0,19	6	3	einf.	rauh	1600	S
9	8	0,19	6	3	dopp.	rauh	3700	B
10	8	0,19	6	3	einf.	eing. ²⁾	4300	V
11	16	0,75	6	3	einf.	eingeb.	10400	S
12	8	0,22	6	6	einf.	glatt	2000	A
13	8	0,22	6	6	dopp.	glatt	3700	B
14	8	0,22	12	6	einf.	glatt	2100	A
15	8	0,22	6	6	einf.	rauh	2100	B
16	8	0,22	6	6	einf.	eingeb.	4500	V

- 1) A \triangleq Abdrücken der Betonüberdeckung
 B \triangleq Bruch des oberen Stabes
 S \triangleq Spalten der Konsole
 V \triangleq Fließen der Bewehrung

- 2) eingeb. \triangleq eingebunden

Ein Spalten der Konsolen trat bei allen Stäben $d_s = 16$ mm auf. Der Bruch durch Fließen des Stahls erfolgte nur bei eingebundenen Konsolen. Bei dem vorhandenen Bewehrungsprozensatz und den Materialgüten wäre das auch bei einer monolithisch mit Wand verbundenen Konsole erfolgt. Bei Anordnung eines Stabes $d_s = 8$ mm an der Oberseite wurde bei einer glatten Oberfläche an der Verbindungsstelle bei 3 und 4 Versuchs-

körpern die Betonüberdeckung abgedrückt. Die Lasten lagen dabei zwischen 30 und 50% der Werte, die bei einer monolithisch mit der mit der Wand verbundenen Konsole erreichbar wären. Bei rauhem Fugenufer waren Spalten der Konsole und Stabbruch zu verzeichnen. Es ergaben sich höhere Bruchlasten. Bei Anordnung von 2 Stäben $d_s = 8$ mm brach bei 4 Konsolen dreimal der obere Stab, einmal platzte die Betonüberdeckung ab. Im Vergleich zu einer monolithischen Verbindung der Konsole mit der Wand betrugen die Bruchlasten rund 70%.

Die Versuche haben bewiesen, daß neben den eingebundenen Konsolen noch die Anordnung einer rauen Trennfuge, bei oberer und unterer Bewehrung aus nicht zu dicken Bewehrungsstäben zu einer befriedigenden Lösung führen können.

In Tafel 4 sind die Versuchsergebnisse den nach Gl. (2.26) errechneten Werten gegenübergestellt. β_s wurde zu 2400 kp/cm^2 angesetzt. Für $\tan \Phi$ wurde gewählt: glatt = 1,0, rau = 1,4 und eingebunden = 1,7. Mit Ausnahme der Versuche Nr. 5 ... 8 liegen die

Tafel 4. Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und der nach der Scher-Reibungs-Hypothese ermittelten Bruchlasten

Versuch Nr.	d_s [mm]	A_s [cm ²]	$\tan \Phi$	T_U (Vers.) [kp]	T_U (Gl. 2.26) [kp]
1	8	0,5	1,0	1500	1200
2	2 x 8	1,0	1,0	3000	2400
3	8	0,5	1,0	2000	1200
4	2 x 8	1,0	1,0	2900	2400
5	16	2,0	1,0	2500	4800
6	2 x 16	4,0	1,0	9300	9600
7	16	2,0	1,0	1700	4800
8	8	0,5	1,4	1600	1680
9	2 x 8	1,0	1,4	3700	3360
10	8	0,5	1,7	4300	2040
11	16	2,0	1,7	10400	8160
12	8	0,5	1,0	2000	1200
13	2 x 8	1,0	1,0	3700	2400
14	8	0,5	1,0	2100	1200
15	8	0,5	1,4	2100	1680
16	8	0,5	1,7	4500	2040

Versuchsergebnisse über den nach der Scher-Reibungs-Hypothese zu erwartenden Bruchlasten. Bei den Versuchen Nr. 5 und 7 kann auch mit kleinerem $\tan \Phi$, der in der Literatur für glatte Fugenoberflächen zwischen 0,7 ... 1,0 angegeben wird, der Versuchswert nicht erreicht werden. Dagegen führt beim Versuch Nr. 6 die Annahme von 0,9 für $\tan \Phi$ bereits zu einer rechnerisch geringeren Bruchlast. Der Unterschied zwischen den Bruchlasten beim Versuch Nr. 8 fällt mit 5% ebenfalls in den versuchsbedingten Streubereich.

2.1.2 Zusammenfassung der gewonnenen Erkenntnisse

Die in der unbewehrten Fuge erzielbaren Festigkeiten liegen bei allen Beanspruchungsarten unter der Festigkeit des fugenlosen Betons. Die Scherfestigkeit ist von mehreren Parametern abhängig. Primären Einfluß auf die Scherfestigkeit hat neben der Betongüte und einer Querpressung die Behandlung der Anschlußfläche, aber auch das Fugenalter hat nach P f e f f e r bei einer Dauer der Arbeitspause bis zu 7 Tagen festigkeitsmindernde Bedeutung. Zufällige Einflüsse durch Schwinden oder Quellen der Betone sind mit Blick auf die eigenen Versuche demnach auszuschließen, weil die Herstellung des nachträglich ergänzten Auflagers praxisnah frühestens im Alter von mehr als 7 Tagen des Balkenbetons vorgesehen ist.

Zur Übertragung von Scherkräften oder von Scherkräften und Normalkräften in unbewehrten Fugen wurden mehrere Forschungsergebnisse aufgezeigt. Wenn auch die dabei zugrunde gelegenen theoretischen Überlegungen und Versuchsanordnungen auf die vorliegende Arbeit nicht ohne weiteres übertragbar sind, so lassen sich doch einige Ergebnisse für die Interpretation der eigenen Versuchsergebnisse heranziehen.

Nach Z e l g e r / R ü s c h werden beim Gleitbruch der Reibungs- und Haftwiderstand gleichzeitig überwunden. Die Reibung ist annähernd proportional der Normalkraft, die Haftung ist von dieser unabhängig. Unter Haftung ist der Widerstand gegen Verschieben bei Beanspruchung von Scherkräften parallel zur Fugenrichtung zu verstehen. Bleibt der Winkel zwischen der Fugennormalen und der Kraftrichtung unterhalb einer, von der Fugenart abhängigen kritischen Grenze, so hat die Fugenneigung auf die Festigkeit keinen Einfluß. Die kritische Grenze für den Winkel Φ liegt nach W o l f r a m und K o r d i n a

bei $\Phi \approx 40^\circ$. Bis zu diesem Winkel tritt der Bruch durch Zerstören des Betons ein. Bei Winkeln $\Phi > 40^\circ$ wird die Belastbarkeit durch Gleiten in der Fugenebene begrenzt. Franz sieht bei größeren Verschiebungen in vermörtelten Fugen nur noch die Reibung als wirksam an, weil Haftung und Verzahnung zerstört werden. In Fugen zusammenge-spannter Betonfertigteile ermittelte Fiedler unter Einwirkung einer Abscherkraft als Reibungskoeffizient $\mu_{\max} = 0,70$ bis $0,58$. Der untersuchte Vorspannungsbereich lag zwischen 100 und 150 kp/cm^2 für B 450. Eine Abhängigkeit des Reibungskoeffizienten μ_{\max} von der Betonfestigkeit wurde festgestellt; für B 225 Fugenmörtel war $\mu_{\max} = 0,51$. Den Reibungsbeiwert von Kontaktfugen für ruhende Last legten Finsterwalder / Jungwirth / Baumann zu $\mu = 0,75$ fest.

Im folgenden werden die Ergebnisse von Untersuchungen über die Wirkungsweise quer zur Fugenrichtung angeordneter Bewehrung zusammengefaßt. Mit Blick auf das nachträglich ergänzte Auflager von Stahlbetonbalken kommt den bewehrten Fugen größere Bedeutung als den unbewehrten zu.

Bei den Untersuchungen über das Tragverhalten des Scherbolzens wurden Haftung und Reibung von vornherein ausgeschlossen. Die Versuche waren so angelegt, daß die Wirkungsweise des Bolzens allein erforscht werden konnte. Unbefriedigende Bemessungsansätze veranlaßten Paschen / Schönhoff in jüngerer Zeit zu weiteren Versuchen, die zu 2 Versagenskriterien führten: Verbiegung des Scherbolzens und Überschreiten der Fließgrenze sowie verschiedenartiges Aufspalten des Betonkörpers in Abhängigkeit von den Randabständen. Durch Bewehrung ist eine Traglaststeigerung möglich, weil nicht der Beton, sondern die Bolzenbiegung ausschlaggebend wird. Der für Hebelarme $f \leq 2 \text{ cm}$ angegebene Bemessungsansatz für $Z \sim Q$ wird für die vorliegende Arbeit von Interesse sein. Bei Anordnung einer Schlaufenbewehrung ist auf direkten Kontakt zwischen Scherbolzen und Bügel zu achten.

Die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung beim Verschieben der Rißufer in Querrichtung erfaßt i.a. weder Haftung noch Reibung. Die Ausgangsvoraussetzungen entsprechen also teilweise denjenigen des Scherbolzens.

Vor dem Auftreten von Verdübelungsrissen besteht die Verdübelungsverformung δ

überwiegend aus der Eindrückung der Bewehrungsstäbe in den Beton. Die Zugdehnung des Betons liefert lediglich einen geringen Anteil. Die von B a u m a n n und R ü s c h formulierten Gleichungen für die Verdübelungsrißlast V_{RiB} , die Verteilung der für die vertikalen Betonzugspannungen charakteristischen Länge l_z und die Verdübelungsverformung δ werden angegeben. Bei dem von D u l á c s k a entwickelten Lösungsansatz geht der Stabdurchmesser nicht wie bei B a u m a n n / R ü s c h linear ein (Gl. 2.24).

Wertvolle Hinweise werden von der von B i r k e l a n d / B i r k e l a n d aufgestellten Scher-Reibungs-Hypothese zu übernehmen sein, die durch zahlreiche Versuche anderer Forscher bestätigt wurde. Nach Gl. (2.26) und (2.27) ergibt sich die Scherbruchkraft zu $T_U = A_s \cdot \beta_S \cdot \tan \Phi$ und die Scherbruchspannung zu $\tau_U = \mu_0 \cdot \beta_S \cdot \tan \Phi$. Für $\tan \Phi$ werden für monolithischen Beton 1,7, für künstlich angeraute Verbundflächen 1,4 und für gewöhnliche Verbundflächen 0,8 bis 1,0 genannt. H o f b e c k / I b r a h i m / M a t t o c k fanden heraus, daß bei anfänglich entlang der Scherfläche gerissenen Versuchskörpern das Gleiten größer ist als bei den ungerissenen. Ein vorhandener Riß in der Scherfläche verringert außerdem die Scherbruchspannung. PCI (Prestressed Concrete Institute) erweiterte den Gültigkeitsbereich der Gl. (2.27) und führte für Größen von $\mu_0 \cdot \beta_S$ ab 42 kp/cm² für $\tan \Phi$ als Multiplikator $(21/\mu_0 \cdot \beta_S + 0,5)$ ein. Mit diesem Vorschlag wird für Betonprismenfestigkeiten $\beta_p > 175$ kp/cm² und für Scherfestigkeiten $\tau_U \leq 100$ kp/cm² eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt. Unter der Voraussetzung, daß τ_U nicht größer als $0,3 \beta_p$ und $(\mu_0 \cdot \beta_S + \sigma_N)$ sich nicht kleiner als 14 kp/cm² ergibt, gaben M a t t o c k / H a w k i n s Gl. (2.28) für die Scherkraftübertragung in einem Riß in monolithischem Beton als Lösung an.

Wichtig sind die Untersuchungen von V a n g s i r i u n g r u a n g, der den Einfluß von Druckspannungen in Kombination mit Bewehrung senkrecht zur Fugenachse untersuchte. Die Druckspannungen wurden durch Änderung des Winkels Φ zwischen Fugenachse und Last-Wirkungslinie variiert.

Die Gln. (2.27) und (2.28) sind auch für Zugspannungen von σ_N gültig, wie eine Gegenüberstellung der Rechenwerte mit den Versuchsdaten für Konsolen von K r i z / R a t h s verdeutlicht. M a s t übertrug die Scher-Reibungs-Hypothese auf den Entwurf von Konsolen. Für ihn liegt bis zu einem Verhältnis vom Lastangriff-Abstand a zur Kon-

solenhöhe d (Länge der Scherfläche) von $< 0,7$ ein Scherproblem vor (horizontale Bügel günstig). Bei Verhältnissen von $a/d > 0,7$ wird der horizontale Stahl überwiegend durch Biegezug beansprucht (vertikale Bügel günstig). Nach Gl. (2.26) entspricht die erforderliche Bewehrung $A_s = T_U / (\beta_s \cdot \tan \Phi)$. Für den Angriff einer zusätzlichen Horizontalkraft an der Konsole erweiterte der Autor die Glgn. der Scher-Reibungs-Hypothese. Vom Institut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies in den Niederlanden wurden vorgefertigte, in eine Wand an- bzw. einbetonierte Konsolen getestet. Für das zu untersuchende eigene Problem ist von Interesse, daß dabei unterschiedlich gestaltete Anschlußflächen gewählt wurden. Eine Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit den nach Gl. (2.26) der Scher-Reibungs-Hypothese ermittelten Bruchlasten ergab, daß mit wenigen Ausnahmen die Versuchsergebnisse über den nach der Scher-Reibungs-Hypothese zu erwartenden Bruchlasten liegen.

2.2 Schubspannungen in Stahlbetonbalken

2.2.1 Allgemeines

Wohl kaum ein Problem im Stahlbetonbau hat so häufig die Forscher im In- und Ausland beschäftigt wie das der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken. Der Anfang dieses Jahrhunderts von M ö r s c h [35] eingeführte Rechenparameter

$$\tau_0 = \frac{Q}{b \cdot z} \quad (2.31)$$

wird seiner Klarheit wegen immer noch angewandt.

Während in früheren Bestimmungen für jede Betongüte eine untere und eine obere Grenze für τ enthalten waren, wurde aufgrund der Forschungsergebnisse aus jüngerer Zeit bereits von 1972 an in die DIN 1045 zusätzlich eine mittlere Grenze aufgenommen, bis zu der eine verminderte Schubdeckung zulässig ist. Gleichzeitig wurden die τ_0 -Werte für die obere Grenze angehoben.

Ein Eingehen auf die Entwicklung des Tragverhaltens im Querkraftbereich von Stahlbetonbalken bis zum derzeitigen Wissensstand würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen und ist auch entbehrlich. Zusammenfassungen von Versuchsergebnissen und theore-

H a u g l i [37] und J u n g w i r t h [38]- gegeben.

Im folgenden sollen aber wenigstens einige Einflußfaktoren der Schubtragfähigkeit angesprochen werden, die für die eigenen Versuche bedeutungsvoll erschienen.

2.2.2 Wichtige Einflußfaktoren der Schubtragfähigkeit

K a n i [39] prüfte den Einfluß des Längsbewehrungsgrades nach. Er nahm für die Versuche ein β_w von 320 kp/cm² und die Bewehrungsgrade $\mu = 0,50\%$, $0,80\%$, $1,88\%$ und $2,80\%$. Die Meßergebnisse ließen ein Ansteigen der τ_U -Werte bei zunehmendem Bewehrungsprozentsatz erkennen (Bild 32), obschon nach Gl. (2.31) gleiche Schubbruchspannungen zu erwarten wären.

H a u g l i [37] wertete eine Reihe von Gleichungen für verschiedene Längsbewehrungsgrade μ aus. Die Abhängigkeit der zulässigen Schubspannung vom Längsbewehrungsverhältnis wurde dadurch bestätigt.

Die Dehnsteifigkeit des Zuggurtes wurde von L e o n h a r d t / W a l t h e r [40] studiert. F o r s e l l [41] untersuchte den Einfluß der Balkenhöhe, ebenso R ü s c h / H a u g l i / M a y e r [42]. Die Bedeutung des Schubarmverhältnisses auf die Schubbruchspannung sprach T a l b o t [43] bereits im Jahre 1907 an, doch wurde dieser jahrzehntelang keine Beachtung zugemessen. F e r g u s o n [44] erinnerte sich 1952 wieder daran. Allerdings stützte er sich dabei nur auf einen engen Versuchsbereich.

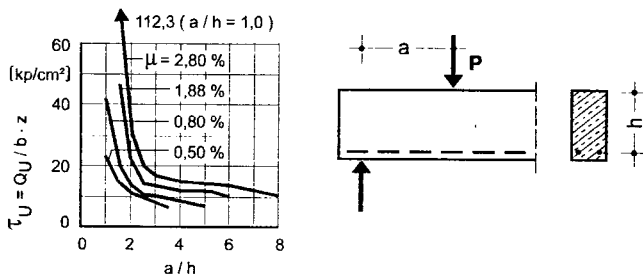


Bild 32. Bruchspannung τ_U in Abhängigkeit von μ und a/h nach K a n i [39]

5 Jahre später folgte eine Veröffentlichung von Morrow / V i e s t [45] mit dem [39] entnommenen Schubbruchspannungs-Diagramm (Bild 33).

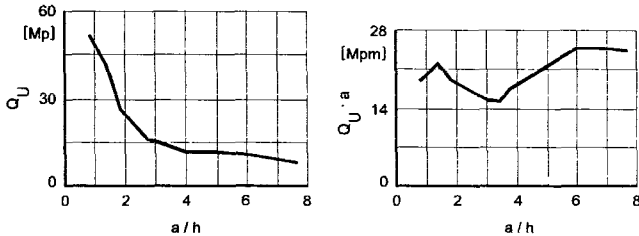


Bild 33. Bruchquerkraft Q_U und Bruchmoment M_U in Abhängigkeit von a/h nach Morrow / V i e s t, entnommen [39]

Leonhardt / Walther [40] unternahmen zur weiteren Klärung dieser Frage Versuche an Rechteckbalken ohne Schubbewehrung unter Gleich- und Einzellast. Die in Bild 34 und 35 enthaltenen Versuchsergebnisse bestätigen und unterstreichen das bis dahin Angenommene. Bei den Versuchen war der Bewehrungsgrad μ nahezu konstant.

Bei Gleichlast lagen die unteren τ_U -Werte um ca. 40% über denjenigen bei Einzellasten. Leonhardt / Walther führen diesen Unterschied z.T. auf den Einfluß des Momentes zurück: Bei Einzellasten tritt der Schubbruch nahe der Laststelle im Bereich großer Momente auf, bei Gleichlast in Auflagernähe im Bereich großer Querkräfte und kleiner Momente. Zudem wird unter der verteilten Last die Druckfestigkeit der Randzone durch die Querpressung σ_y günstig beeinflusst.

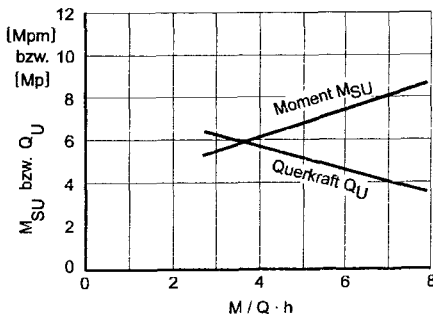


Bild 34. Moment und Querkraft im Bruchzustand in Abhängigkeit von $M/Q \cdot h$ bei Balken mit Gleichlast nach Leonhardt / Walther [40]

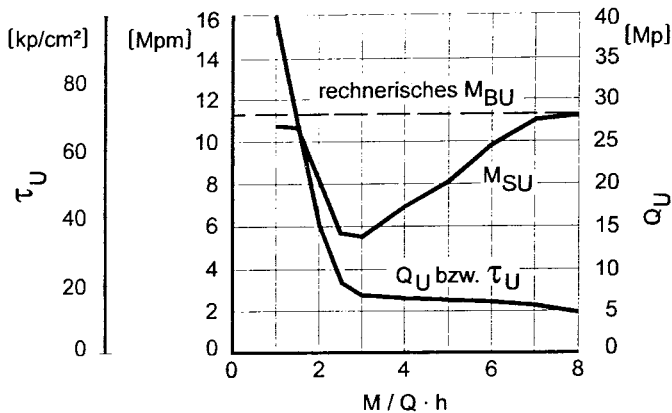


Bild 35. Moment und Querkraft beim Bruch in Abhängigkeit von $M/Q \cdot h$ bei Balken mit Einzellasten nach Leonhardt/Walther [40]

Die Größe der Querkraft beim Schubbruch schwankt in weiten Grenzen. Die Schubbruchmomente weisen auch Unterschiede auf, die allerdings nicht so erheblich sind.

Die Schubtragfähigkeit wächst bei Belastung durch Einzellasten mit abnehmendem Verhältnis für $a/h \leq 3$ beträchtlich an, während sie mit zunehmendem Verhältnis nur noch eine unwesentliche Abnahme erfährt (Bild 35). Bei Gleichlast ist eine entsprechende Steigerung zu beobachten, wenn $l/h < 10$ wird. Dieses Verhalten ist durch die Sprengwirkung zu erklären, die sich bei steilerer Neigung der Druckstreben stärker ausbilden kann (Bild 34).

Für das nachträglich ergänzte Auflager ergibt sich jedoch durch steiler geneigte Druckstreben eine ungünstigere Beanspruchung, indem die für den Reibungswiderstand maßgebende Normalkraft kleiner wird. Der Rauheitsgrad der Fugenoberflächen muß dann vergrößert werden, um die Kraftübertragung durch eine gleich wirksame Verzahnung zu gewährleisten. Das ist natürlich nur in gewissen Grenzen möglich.

Der Einfluß des Schubarmverhältnisses ist mit der Betongüte verbunden. Das geht u.a. aus [40] hervor. Je größer die Betonfestigkeit wird, um so eher nähert sich das Schubbruchmoment dem Biegebruchmoment.

2.2.3 Folgerungen für die eigenen Versuchskörper

Aus Vorstehendem folgt zusammenfassend für die eigenen Versuche mit Blick auf die daraus abzuleitenden Empfehlungen für die Praxis, daß die Versuchsbalken eine Nutzhöhe von etwa 30 cm und eine Länge von 2 bis 3 m haben sollten. Die Beachtung des Einflusses des Schubarmverhältnisses a/h ist unverzichtbar und sollte zwischen 2,5 und 3 gewählt werden. Es liefert in diesem Bereich unter dem Einwirken von Einzellasten Momente und Querkräfte beim Bruch mit unteren und damit für den praktischen Gebrauch verwertbaren τ_U -Resultaten. Unter Gleichlast sind die unteren τ_U -Werte um rund 40% größer. Weil Gleichlast in reiner Form nicht praxisnah ist, muß bei der Bemessung nach Traglastverfahren die günstige Wirkung dieser Belastungsart unberücksichtigt bleiben.

Der Bewehrungsgrad μ der Biegezugbewehrung, ihr Stabdurchmesser - ein Aufteilen von A_s auf mehr dünne Stäbe erhöht die Verbundgüte und ist wegen der Rißbreiten sowie für die Schubtragfähigkeit günstig -, die Führung des Zuggurtes nach der Momentenlinie und die Güte der Verankerung der Bewehrungsstäbe sind so zu wählen, daß ein Versagen der Versuchskörper durch Schubbruch ausgeschlossen wird.

2.3 Kunstharze als Haftvermittler

P i l n y [46] verwies auf die guten Klebeeigenschaften von Montageleimen aus Reaktionsprodukten von Gießharz und Epoxydharz aufgrund ihrer vorzüglichen Haftung auf fast jedem Material.

Über die Aufnahme wesentlicher Schub- und Zugkräfte zwischen Körpern aus gleichen und verschiedenen Baumaterialien mit geeigneten Klebern aus Epoxydharzen berichtete K r u g [47]. Bei Versuchen stellte sich heraus, daß die Klebefuge im allgemeinen höhere Festigkeit besaß als die verklebten Teile selbst.

In [48] erläuterte P o s t l die Klebung zwischen Stahlträger und Betonplatte einer Verbundbrücke in Österreich. Durch die Klebung werden wesentliche Teile der Schubkräfte übertragen.

N e y und P o s t l hoben in [49] das Erscheinen von Epoxydharzen hervor, die sich durch hohe Alkalifreundlichkeit auszeichnen. Die große und ständig wirksame Alkalität des frischen und ausgehärteten Betons darf im Interesse der Betonqualität nicht zerstört werden. Diese Epoxydharze zerstörten Alkali nicht; sie zogen dieses vielmehr für die eigene Aushärtung heran. Eine dauernde Haftung zwischen Beton und Harz durch diese chemische Eigenschaft ist die Folge.

Untersuchungen von A l b r e c h t / E n g e l k e [50] mit Kunstharzen als Haftvermittler zwischen Alt- und Neubeton sollten klären, ob bei der Vielfalt der bei Haftversuchen auftretenden Probleme durch die Verwendung von Kunstharzen deutliche Vorteile in Erscheinung treten. U. a. wurde die Biegezugfestigkeit von prismatischen Probekörpern aus Beton geprüft. Die verklebten Proben erreichten nur etwa 75% des Wertes für den Alt- und Neubeton.

Die gute Wirkung der Kunstharze als Haftvermittler zwischen Alt- und Neubeton ist aufgrund der Versuche unbestritten, über die in [51] umfassend berichtet wird.

Das Kriechverhalten der Harze in auf Abscheren beanspruchten Klebefugen ist von besonderem Interesse. Ein Beispiel kann [52] entnommen werden. Die Vorbelastung der Prismen in Längsachse betrug 69 kp/cm^2 . Die Verschiebung der Prismenhälften wurde gemessen. Daraus wurde durch Extrapolation bis zum Alter von 50 Jahren ein Kriechmaß von 0,2 mm ermittelt.

Das Kriechen ist temperaturabhängig. Nach [53] war das Kriechen bei einer Druckspannung von 100 kp/cm^2 bei 50°C etwa achtmal so groß wie bei 20°C .

W e r s e [51] sieht ein mögliches Anwendungsgebiet für Kunststoffmörtel im Fertigteilbau bei der Ausbildung von Stößen. An einem Beispiel weist er jedoch gleichzeitig darauf hin, daß dabei das Problem des Rostschutzes des Stahls und das der Feuersicherheit zu lösen wäre.

In [10] hielt K o r d i n a fest, daß Kleber auf Kunststoffbasis bei niedrigen Temperaturen und auf feuchten Betonoberflächen - also unter Baustellenbedingungen - bei weitem nicht die im Laborversuch erreichbaren Festigkeiten entwickeln. In der Regel verlieren sie ihre

vergleichsweise hohen Festigkeiten bei Temperaturen von über 60° C.

P a s c h e n faßte in [20] die Ergebnisse der Forschungsarbeiten zusammen und gibt als bevorzugtes Anwendungsgebiet für Klebeverbindungen im Betonfertigteilbau die von K o r d i n a beschriebenen und vorangebrachten Segmentbauarten an.

Das Verhalten von Kunstharzen als Haftvermittler soll nicht weiter vertieft werden. Eine Anwendung von Kunstharzen bei den eigenen Versuchen war wegen der aus finanziellen Gründen begrenzten Anzahl nicht möglich. In der Praxis werden ohnedies die im Brandfall negativen Auswirkungen auf die Tragfähigkeit von mit Kunststoffen hergestellten Verbindungen ihre Anwendung erschweren oder sogar ausschließen.

3. Eigene Untersuchungen

3.1 Ziel der Versuche

Ziel des Versuchsprogrammes war es, Aufschlüsse über das Tragverhalten im Fugenbereich zwischen Alt- und Neubeton und im nachträglich anbetonierten Auflager zu erhalten. Mit Blick auf die Vielfalt der Variationsmöglichkeiten bei der Bewehrungsführung in diesen Bereichen und der Ausbildung des Fugenufers galt es, ein Versuchsprogramm zu erarbeiten, das die wichtigsten Einflüsse auf das Kräftespiel und die Tragfähigkeit der Verbindung erfaßt.

Zur Klärung dieser Problematik wurden an die anschließend beschriebenen Versuche folgende grundlegende Fragen gestellt:

In welchem Maße beeinflussen die Rauigkeit bzw. Profilierung der Fuge die Tragfähigkeit?

Für die zu untersuchende Verbindung ergibt sich unter gleichzeitiger Wirkung von Biegung und Querkraft eine Neigung der Hauptdruckkraft. In einer lotrechten Betonierfuge kann demnach eine Reibungskraft übertragen werden.

Die Anordnung der Betonierfuge ist lotrecht vorgesehen, weil der genaue Verlauf der Hauptdrucktrajektorien in dem zu betrachtenden Bereich unbekannt und demzufolge die

Fugenlage nicht genau anpaßbar ist und weil die lotrechte Fugenanordnung aus praxisbezogenen Gründen - einfachere Herstellung und Montage - üblich ist. Die Fugenrauigkeit ist somit von besonderer Bedeutung. Folgende 4 Varianten sollen zur Ausführung kommen:

- ganz glatt (PTFE^{*)}-Folie),
- naturlatt (kunststoffbeschichtete, gewachste Schalung),
- schalungsrau (ungehobelte Bretterschalung) und
- profiliert.

Bei letzterer soll die mögliche Reibungskraft durch Verzahnungswirkung erzielt werden.

Welchen Einfluß hat die Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung auf die Tragfähigkeit?

B a u m a n n / R ü s c h (vgl. 2.1.1) haben die Aufnahme senkrecht zur Stabachse wirkender Kräfte durch die Biegezugbewehrung nachgewiesen. Die Verdübelungskraft kann nach Auftreten des ersten Verdübelungsrisses nur größer werden, wenn die Biegezugbewehrung durch einen nahe dem Riß angeordneten Bügel unterstützt wird. Dieses Versuchsergebnis soll im Rahmen der durchzuführenden Versuche berücksichtigt werden.

In welcher Weise sich die Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung im Zusammenwirken mit den verschiedenen Fugenrauigkeiten und den dadurch bedingten Reib- und Verzahnungskräften bemerkbar machen würde, war im einzelnen aber nicht vorhersehbar.

Welche Tragwirkung hat eine Schrägaufbiegung?

Ein teilweises Hochführen und Verankern der Biegezugbewehrung im nachträglich ergänzten Auflagerbereich kann vorteilhaft sein. Infolge der Schräglage der Bewehrungsstäbe in der vertikalen Fuge zwischen Balken und Auflager wird der Stahlquerschnitt dem Verlauf der Zugtrajektorien angepaßt. Der bei der Zugkraftumlenkung rechtwinklig zur Aufbiegungsebene auftretende Seitendruck kann erheblich sein. Zu den Balkenseiten hin kann dieser durch die Bügel und im Stützenbereich durch die Querbewehrung aufgenommen werden.

^{*)} Polytetrafluoräthylen (C₂F₄)

Eine derartige Bewehrungsanordnung läßt zumindest bei nicht profilierter Fugenausbildung in der Vertikalen kleinere Fugenverschiebungen als bei nur gerader Durchführung der Biegezugbewehrung in den Auflagerbereich erwarten.

Unter Berücksichtigung der aufgezeigten Einflüsse sollten die Versuche im wesentlichen Aufschluß geben über die Tragfähigkeit, die Sicherheit gegen Bruch, das Rißverhalten gegenüber einem monolithischen Auflager, das Öffnen der Fuge an der Balkenunterseite, die Vertikalverschiebungen im Fugenbereich und den Einfluß der Fuge auf die Durchbiegungen.

3.2 Versuchsplan

Als Versuchskörper wurden Rechteckbalken gewählt, die im Querschnitt und in der Stützweite den von L e o n h a r d t / W a l t h e r [40] bei den Versuchen an Rechteckbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung verwendeten und damit dem unter 2.2.3 Ausgeführten entsprachen. Bei sämtlichen Balken wurde nur 1 Auflager nachträglich ergänzt, um so bei jedem Versuch zwischen dem Verhalten eines monolithischen und eines später angefügten Auflagers bei derselben Bewehrungsführung vergleichen zu können. Die Fuge wurde 4 cm entfernt vom Auflagerbeginn angeordnet. Durch diese Maßnahme sollten die in der Praxis vorkommenden Toleranzen abgedeckt werden.

Die Biegezugbewehrung war bei allen Balken gleich. Die Führung der Biegezugbewehrung im Auflagerbereich wurde verändert, um den Einfluß auf das Tragverhalten im Fugenbereich kennenzulernen. Die Balkenabmessungen und die Bewehrungsanordnungen für die Versuchsreihen I, II und III stellt Bild 36 dar. Bei den Balken II/1/G und II/2/G waren die Auflagerbereiche unverbügelt.

Die Biegezugbewehrung bestand aus 6 Stäben $d_s = 16$ mm BSt 420 S, die in 2 Lagen zu jeweils 3 Stäben eingebracht wurden und einen Bewehrungsprozentsatz von

$$\mu = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot h} = \frac{1200}{19 \cdot 27} = 2,34\% \quad *)$$

*) Querschnitt mit $\gamma = 7,85$ g/cm³ aus dem Gewicht der Probestäbe ermittelt

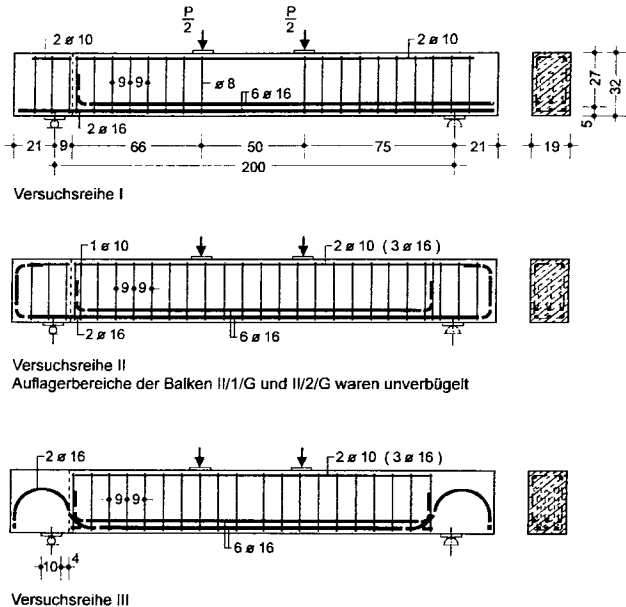


Bild 36. Balkenabmessungen und Bewehrungsanordnungen

ergaben (bei Leonhardt/Walther: $\mu = 2,47\%$). Dieser Bewehrungsprozentsatz ließ ein Versagen der Druckzone vor dem Fließen der Biegezugbewehrung erwarten. Die 6 Stäbe gleichen Durchmessers (gegenüber $3 d_s = 16 \text{ mm}$ und $2 d_s = 20 \text{ mm}$ bei Leonhardt/Walther) wurden gewählt, um $1/3 A_s$ entsprechend DIN 1045 in den Auflagerbereich führen zu können. Das geschah mit den beiden äußeren Stäben der unteren Lage. Der mittlere Stab und die 3 Stäbe der oberen Bewehrungslage griffen nicht über die Fuge. Der mittlere Stab der unteren Lage hörte stumpf vor der Fuge auf, die 3 oberen Stäbe wurden mit Winkelhaken versehen. Die dadurch bedingte Störung der Zugzone wurde in Kauf genommen. Die im Fugenbereich unterbrochenen bzw. vor den Auflagern endenden Montageeisen waren Stäbe $d_s = 10 \text{ mm}$ BSt 420 S. Bei den Balken II/1/V und III/2/G wurden zwecks Steigerung der Tragfähigkeit 3 Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$ BSt 420 S als Druckbewehrung eingelegt, um die Biegetragfähigkeit und damit die Schubbeanspruchbarkeit in der Fuge zu vergrößern.

Als Schubbewehrung wurden lotrechte Bügel $d_s \approx 8 \text{ mm}$ BSt 420 S im Abstand von 9 cm angeordnet. Der Schubbewehrungsprozentsatz betrug:

$$\mu_s = \frac{100 \cdot A_{sbu}}{b \cdot d_{sbu}} = \frac{104}{19 \cdot 9} = 0,61\% \quad (3.2)$$

Die Schubbewehrung des Balkens mit lotrechten Bügeln im engen Abstand wurde von Leonhardt / Walther übernommen, weil dadurch ein Schubbruch außerhalb der Fuge ausgeschlossen werden konnte. Für Balken mit einer Betongüte $\beta_{w28} = 38 \text{ N/mm}^2$ wurden in [40] nach der klassischen Stahlbetontheorie ($n=15$) für den Gebrauchslastzustand folgende Größen ermittelt (die bei den in [40] geschilderten Versuchen beim Bruch des Balkens erreichten Werte stehen in Klammern dahinter):

$$\begin{aligned} M_{g+p} &= 43,5 \text{ kNm} & (M_U &= 141,8 \text{ kNm}) \\ P_{g+p} &= 116,0 \text{ kN} & (P_U &= 378,0 \text{ kN}) \\ \tau_0 &= 1,38 \text{ N/mm}^2 & (\tau_U &= 4,50 \text{ N/mm}^2) \end{aligned}$$

Für die eigenen Versuche wurde ebenfalls die Betongüte $\beta_{w28} = 38 \text{ N/mm}^2$ angestrebt, um den Nullversuch einzusparen. Die beim ersten Balken I/I/T erzielte Betonfestigkeitsklasse B 25 (vgl. 3.3.2, Tafel 6) wurde dann auch für die nachfolgenden Balken verwendet, weil die Betongüte bei allen Versuchen beibehalten werden sollte. Die einzelnen Größen im Gebrauchs- und Bruchlastzustand wurden nach DIN 1045 ermittelt, wobei natürlich eine mögliche Schwächung durch die Fuge außer Ansatz blieb. Die gefundenen Traglasten wurden für die Ermittlung der erforderlichen Pressenkraft P_U herangezogen.

Druckbewehrung	$2 d_s = 10 \text{ mm}$	$3 d_s = 16 \text{ mm}$
P	170,4 kN	188,6 kN
P_U	303,3 kN	330,0 kN

Nach DIN 1045, Tabelle 13, ist in beiden Fällen ($\tau_0 = 1,99 \text{ N/mm}^2$ und $\tau_0 = 2,20 \text{ N/mm}^2$) volle Schubdeckung erforderlich. Aufgrund der größeren Gebrauchslast müßte bei den eigenen Versuchsbalken entweder der Bügelquerschnitt vergrößert oder der Bügelabstand verringert werden. Da jedoch die in [40] angeordnete Schubbewehrung

größere τ_{II} -Werte erreichte als für die eigenen Versuche zu erwarten sind, wurden Bügeldurchmesser und Abstand der Bügel nicht verändert.

Jede Last war vom Auflager 75 cm entfernt. Das Schubarmverhältnis von $a/h=75/27=2,78$ liegt nicht mehr im Bereich der „Sprengwerkbildung“ bzw. der „Bogenwirkung“ (bis $a/h < \text{ca. } 2,5$). Es wurde mithin ein Schubarmverhältnis gewählt, bei welchem die Schubversuche das Erreichen der praktisch geringsten Schubfestigkeit ergeben haben und das auch deshalb, weil dieser Fall bei der Anwendung dominiert. Allerdings darf nicht übersehen werden, daß ein kleineres Schubarmverhältnis die kurz schon erwähnte Sprengwerkwirkung stärker zur Geltung kommen läßt, womit sich zwar die Reibungsverhältnisse in der Fuge verschlechtern, aber die Schubtragkraft durch unmittelbare Einleitung eines Lastanteiles in das Auflager verbessert wird. Die vorhandenen Mittel reichten zur Untersuchung auch dieses Parameters nicht aus. Bei einem Schubarmverhältnis $a/h \leq 3$ bzw. bei Gleichlast $l/h < 10$ muß daher eine Profilierung solcher auflager-nahen Fugen empfohlen werden, solange keine weiteren Versuchsergebnisse bekannt sind.

Die nachstehend erläuterten Versuchsreihen -es waren jeweils 2 gleiche Balken zur Prüfung vorgesehen- sollten die unter 3.1 angesprochenen Fragen klären.

3.2.1 Reihe I

Zunächst sollte die Größe der Verdübelungskraft der beiden in den Auflagerbereich führenden Stäbe der unteren Lage der Biegezugbewehrung bestimmt werden. Eine Verbindung zwischen Alt- und Neubeton mußte also vermieden werden. Das wurde durch Einlegen von 2 Schichten 1 mm dicker PTFE-Folie erreicht, die sich durch einen geringen statischen wie auch dynamischen Reibungskoeffizienten auszeichnet.

Bei den Versuchen wurden die gegeneinander liegenden Folienseiten eingefettet. Der vorhandene Reibungskoeffizient rückte dadurch in die Größenordnung zwischen $\mu_R = 0,04$ und $\mu_R = 0,07$.

Da der statische und der dynamische Reibungskoeffizient annähernd gleich groß sind, tritt bei PTFE kein ruckartiges Anlaufen auf. Beide Reibungskoeffizienten sind in ihrer

Größe belastungs- und temperaturabhängig. Der statische Reibungskoeffizient für Teflon auf Teflon als Funktion von Querdruck bei 23° C hat folgenden Verlauf (Bild 37).

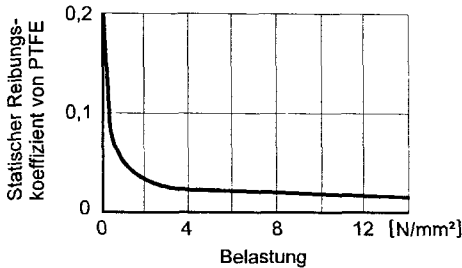


Bild 37. Statischer Reibungskoeffizient zwischen Teflonschichten als Funktion von Querdruck bei 23° C, entnommen [12]

Die 2 Folien wurden auf die beiden, über die Fuge greifenden Bewehrungsstäbe gestellt. Unterhalb der Bewehrung entstand so ein Störungsbereich von etwa 4 auf 19 cm, in dem Alt- und Neubeton nicht voneinander getrennt waren. Der dadurch möglicherweise entstehende Einfluß auf das Tragverhalten im Fugenbereich wurde als gering angesehen und bleibt daher bei der Bemessung außer Ansatz. Auch der Reibungsanteil kann aufgrund des niedrigen Reibungskoeffizienten der PTFE-Folien mit dazwischen befindlicher Fettschicht -wie die nachstehende Überlegung zeigt- vernachlässigt werden.

Welche Größe der Reibungskoeffizient annehmen wird, läßt sich nur überschlägig ermitteln. Sowohl die genaue Größe der Druckkraft als auch die der mit Druck beaufschlagten Folien-Fläche sind unbekannt. Bei Ansatz der Kontaktfläche mit $19 \cdot 24 = 456 \text{ cm}^2$ und der nach Bild 39 errechneten Druckkraft von 24,59 kN wird der mittlere Spannungswert ca. $0,54 \text{ N/mm}^2$. Der dazugehörige Reibungskoeffizient nach Bild 37 ist $\mu_R \approx 0,065$. Eine differenziertere Bestimmung des Reibungskoeffizienten erübrigt sich, zumal der Einfluß des Einölens vorstehend nicht berücksichtigt wurde, so daß der Reibeinfluß eher zu groß, die gesuchte Verdübelungskraft der Bewehrung zu klein, d.h., auf der sicheren Seite liegend erhalten wird.

Für das Abschätzen der Größe der Tragfähigkeit der Balken ist die „Verdübelungswirkung“ von Bedeutung. Die Verdübelungsrißlast beträgt nach [21] Gl. (2.19):

$$V_{\text{RiB}} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_s \cdot \sqrt[3]{\beta_W}$$

$$V_{\text{RiB}} = 7,6 \cdot 15,8 \cdot 1,6 \cdot \sqrt[3]{300} = 1286 \text{ kp} (12,86 \text{ kN})$$

Mit dem weiteren Anwachsen der Verdübelungskraft V nach dem Auftreten des ersten Verdübelungsrissses ist zu rechnen, weil die Biegezugbewehrung eine Unterstützung an dem zwischen Fuge und Auflager angeordneten Bügel findet. Außerdem ist anzunehmen, daß die Größe der Verdübelungskraft durch die lotrechten Lasteintragungsspannungen σ_y in der Auflagerzone günstig beeinflusst wird. Genauer kann darüber jedoch nicht gesagt werden, weil in [21] keine entsprechenden Untersuchungen angestellt wurden.

Aus der von B a u m a n n / R ü s c h aufgestellten Beziehung zwischen der Verdübelungskraft V und der Verformung δ nach Gl. (2.22):

$$\delta = \gamma \cdot V^2$$

läßt sich für den vorliegenden Fall die zu erwartende Verdübelungskraft nicht direkt herleiten, weil δ ebenfalls unbekannt ist. Aus einem von B a u m a n n / R ü s c h angegebenen vergleichbaren Versuch - mit $2 d_s = 20 \text{ mm}$ und dem Bügelabstand $f = 2,5 \text{ cm}$ vom Schrägriß-, der bei einer Verformung $\delta = 1,6 \text{ mm}$ die Verdübelungskraft $V = 34 \text{ kN}$ erreichte, kann jedoch gefolgert werden, daß eine Verdübelungskraft in dieser Größenordnung erzielbar sein wird. Die Ausgangswerte stimmen allerdings nicht ganz überein.

Wenn die von B a u m a n n / R ü s c h für $2 d_s = 20 \text{ mm}$ versuchsmäßig erhaltene Verformung $\delta = 1,6 \text{ mm}$ für die eigenen $2 d_s = 16 \text{ mm}$ zugrunde gelegt wird, folgt aus Gl. (2.22) eine Verdübelungskraft von:

$$V = \sqrt{\frac{\delta}{\gamma}}$$

mit γ nach Gl. (2.23):

$$\gamma = \frac{0,45 \cdot 2,0^2}{29,94} = 0,06$$

$$V = \sqrt{\frac{1,6}{0,06}} = 5,16 \text{ Mp} (51,60 \text{ kN})$$

Die Ansätze für die „Scherbolzentragwirkung“ können auch für das Abschätzen der im Fugenbereich übertragbaren Kraft herangezogen werden. Unter der Voraussetzung, daß die in den Bewehrungsstäben wirkende Zugkraft durch den sie umschließenden Beton aufgenommen und die zu geringe Betonüberdeckung durch den Bügel und das Auflager ausgeglichen wird, kann die Gl. (2.2) und (2.5) verwendet werden.

Nach der aus [11] entnommenen Gl. (2.2) von F r i b e r g ist unter Berücksichtigung des von P a s c h e n angegebenen 3fachen Wertes für $\max \sigma_b$ die Bruchlast nur etwa halb so groß zu erwarten.

Die Gl. (2.5) von R a s m u s s e n liefert mit $c \approx 1,15$ ($\delta = \frac{d_s}{10}$ nach dem zuvor erwähnten Versuch von B a u m a n n / R ü s c h entspricht bei R a s m u s s e n $\delta = \frac{d_s}{20}$) und ε nach Gl. (2.6)

$$\varepsilon = \frac{3 \cdot 0,1}{1,6} \cdot \sqrt{\frac{246}{4200}} = 0,045$$

$$\begin{aligned} P_{U1} &= 1,15 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{246 \cdot 4200} \cdot (\sqrt{1 + (0,045 \cdot 1,15^2)} - 0,045 \cdot 1,15) \\ &= 2842 \text{ kp (28,42 kN)} \end{aligned}$$

Bei 2 Bolzen unter der zuvor getroffenen Voraussetzung:

$$P_U = 2 \cdot 2842 = 5684 \text{ kp (56,84 kN)}$$

Die nach B a u m a n n / R ü s c h und R a s m u s s e n errechneten Werte für die zu erwartende Tragfähigkeit der Verbindung liegen annähernd in einer Größenordnung, während der Rechenwert nach F r i b e r g nur etwa halb so groß ist. Das kann an der gewählten Bettungsziffer liegen, die nach [11] bei F r i b e r g in den weiten Grenzen zwischen 1200 und 10800 N/mm² schwankte. Die Größe der Bettungsziffer ist abhängig von dem Scherbolzendurchmesser, der Größe der aufgetragenen Last, der Betongüte, der Dicke des Betons unterhalb des Scherbolzens und der Einbettungslänge. Es wird vermutet, daß die Tragfähigkeit der Balken eher bei den nach B a u m a n n / R ü s c h und R a s m u s s e n bestimmten Werten liegen wird. Mit dem größeren Wert von beiden wird daher weitergerechnet.

Für den Nachweis der über die Fuge reichenden Biegezugbewehrung und die Bestimmung der Verankerungslänge muß die Größe der Stahlzugkraft ermittelt werden. Sie kann aus dem äußeren Moment $M_a = A \cdot a \approx P_U \cdot a$ und dem Hebelarm der inneren Kräfte z errechnet werden, wenn der Angriffspunkt der schrägen Druckkraft in der Fuge feststeht (Bild 38). Die Größe der Stahlzugkraft wird näherungsweise mit Hilfe des in Bild 39 dargestellten Federsystems durch Iteration gefunden. Es wird angenommen, daß die zu einer Einzelfeder zusammengefaßten 2 Bewehrungsstäbe nur in der durch die Folie gefüllten Spaltbreite von $\Delta = 2 \text{ mm}$ gedehnt werden. Die auf Druck beanspruchte Folienfläche wird als elastische Bettung, die anschließenden Betonbereiche als starr betrachtet.

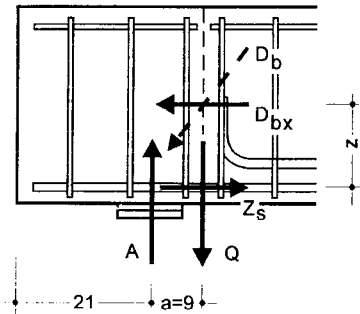


Bild 38. Kräftesystem

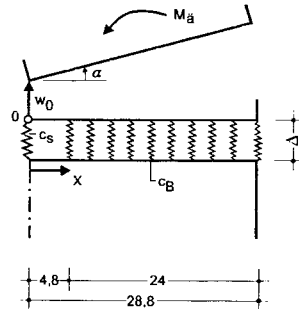


Bild 39. Federsystem

Die Gleichung für die Verschiebung an beliebiger Stelle lautet:

$$w(x) = w_0 + x \cdot \alpha \quad (3.10)$$

Federkonstante des Stahls:

$$c_S = \frac{E_S \cdot A_S}{\Delta} \quad (3.11)$$

Bettung durch PTFE-Folien:

$$c_{B \text{ ges.}} = \int \frac{E_T \cdot dA}{\Delta} \quad (3.12)$$

Momentengleichgewicht bezüglich 0:

$$M_{\ddot{a}} - \int_A x \cdot \frac{E_T \cdot dA}{\Delta} \cdot (w_0 + x \cdot a) = 0 \quad (3.13)$$

Kräftegleichgewicht:

$$c_s \cdot w_0 + \int_A \frac{E_T \cdot dA}{\Delta} \cdot (w_0 + x \cdot a) = 0 \quad (3.14)$$

$b = \text{const.} \rightarrow dA = dx \cdot b$

folgt:

$$M_{\ddot{a}} - \frac{E_T \cdot b}{\Delta} \int_{x=4,8}^{x=28,8} x \cdot (w_0 + x \cdot a) \cdot dx = 0$$

$$c_s \cdot w_0 + \frac{E_T \cdot b}{\Delta} \int_{x=4,8}^{x=28,8} (w_0 + x \cdot a) \cdot dx = 0$$

und:

$$M_{\ddot{a}} - \frac{E_T \cdot b}{\Delta} \cdot \left(\frac{x^2}{2} \cdot w_0 + \frac{x^3}{3} \cdot a \right) \Big|_{4,8}^{28,8} = 0$$

$$c_s \cdot w_0 + \frac{E_T \cdot b}{\Delta} \cdot \left(x \cdot w_0 + \frac{x^2}{2} \cdot a \right) \Big|_{4,8}^{28,8} = 0$$

Die Auflösung des Gleichungssystems mit $E_s = 2,1 \cdot 10^7 \text{ kN/cm}^2$,

$E_T = 7,5 \cdot 10^4 \text{ kN/cm}^2$ und $\Delta = 0,2 \text{ cm}$ ergibt:

$$w_0 = 5,82254 \cdot 10^{-5} \text{ cm}$$

$$a = -1,20208 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

Die Überprüfung des Spannungsnulldpunktes nach Gl. (3.10) hat folgendes Ergebnis:

$$w_{(x=4,8)} = 5,82254 \cdot 10^{-5} - 4,8 \cdot 1,20208 \cdot 10^{-5}$$

$$w_{(x=4,8)} = 0,05 \cdot 10^{-5} \text{ cm} \approx 0$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte z wird somit:

$$z = 4,8 + \frac{2}{3} \cdot 24 = 20,8 \text{ cm}$$

Die Größe der Zugkraft im Stahl beim Versagen im Fugenbereich beträgt:

$$Z_s = c_s \cdot w_0 = \frac{M_s}{z}$$

$$Z_s = \frac{5684,9}{20,8} = 2459 \text{ kp (24,59 kN)}$$

Die Betondruckkraft D_{bx} entspricht Z_s .

Erforderliche Biegezugbewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{24,59}{42} = 0,59 \text{ cm}^2 < \text{vorh } A_s = 4,0 \text{ cm}^2$$

Die Größe der erforderlichen Verankerungslänge leitet sich von einem Grundmaß l_0 ab:

$$l_0 = \alpha_0 \cdot d_s \quad (3.15)$$

mit

$$\alpha_0 = \frac{\beta_s}{7 \cdot \text{zul } \tau_1}$$

$$l_0 = \frac{42 \cdot 1,6}{7 \cdot 0,18} = 53,33 \text{ cm}$$

Die Verankerungslänge l_1 ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$l_1 = \alpha_1 \cdot \alpha_\Lambda \cdot l_0 \quad (3.16)$$

mit

$$\alpha_1 = 1,0$$

$$\alpha_\Lambda = \frac{\text{erf } A_s}{\text{vorh } A_s}$$

$$l_1 = \frac{1,0 \cdot 0,59 \cdot 53,33}{4,0} = 7,87 \text{ cm}$$

Bei geraden Stabenden muß die Verankerungslänge $l_1 \geq 10 d_s$ sein, somit mind. 16 cm.

Die beiden über die Fuge greifenden Stäbe der Biegezugbewehrung werden nach Bild 38

mit einer Verankerungslänge von $l_1 = 21 - 2 = 19$ cm verankert. Diese ist groß genug, um die in der zu erwartenden Tragfähigkeit des Fugenbereiches enthaltenen Unsicherheiten abzudecken.

3.2.2 Reihe II

Diese Versuchsreihe sollte Aufschluß über das Tragverhalten des Balkens bei verschiedenartiger Ausbildung der Fugenfläche geben. Es wurden 3 unterschiedliche Arten ausgeführt (Bild 40).

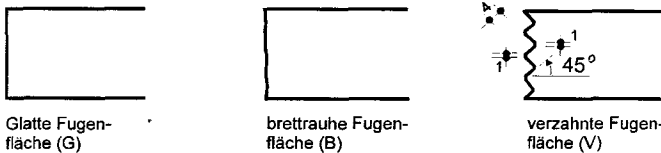


Bild 40. Ausbildung der Fugenflächen

Das Anbetonieren des Auflagerteils geschah ohne eine vorherige Behandlung der Fugenfläche. Auf ein Aufräumen der Fläche und ein Einbürsten von Zementleim bzw. Zementmörtel wurde bewußt verzichtet, obschon dadurch -wie unter 2.1.1 angeschnitten- ein besserer Verbund zwischen Alt- und Neubeton erreicht werden kann. Mit Blick auf die Praxis, in der nicht immer sichergestellt ist, daß derart sorgfältig gearbeitet wird, sollte jedoch der ungünstigere Fall untersucht werden. Bei den Versuchen erübrigt sich ein sonst wohl unerläßliches Anfeuchten der Fugenfläche, da der Balken bis zum Anbringen des Neubetons feucht gehalten wurde. Nach dem Betonieren des Auflagers wurde der anschließende Balkenteil ebenfalls mit nassen Tüchern abgedeckt, um einen frühen Wasserentzug zu vermeiden.

Die Bewehrung glich der bei Reihe I. Die beiden im Auflagerbereich befindlichen Längsstäbe wurden jetzt aber -wie in Bild 41 und 42 sichtbar- mit Winkelhaken ausgebildet, die zusätzlich im oberen Balkenteil nochmals einen rechtwinkligen Haken erhielten, so daß eine gute Verankerung der Stäbe gegeben war.

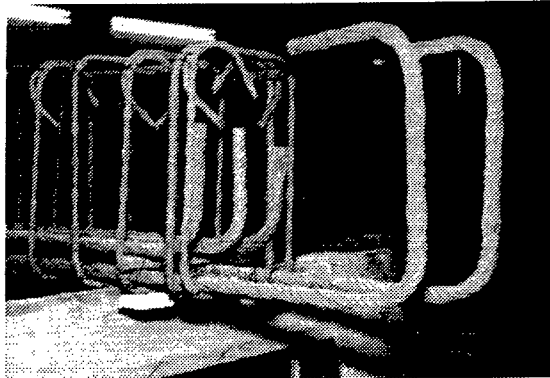


Bild 41. Bewehrungskorb des Balkens II/1/G

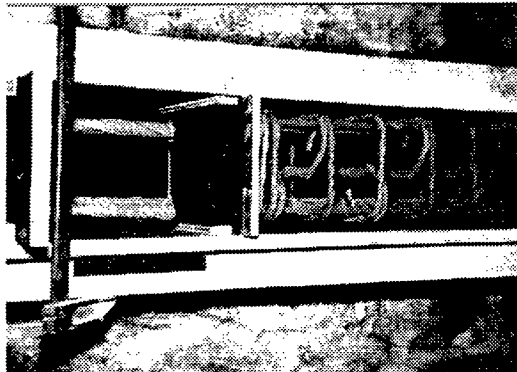
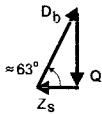


Bild 42. Bewehrungskorb des Balkens II/1/G in der Schalung mit senkrechter Abschottung für eine glatte Fuge

Die Bügel im Bereich zwischen den beiden Einzellasten (vgl. Bild 36, Mitte) wurden vorgesehen, um dadurch gegebenenfalls noch andere Versuchsanordnungen zu ermöglichen. Vor dem an der Fugenfläche des Balkens vorhandenen Bügel $d_s = 8 \text{ mm}$ wurde zusätzlich 1 Bügel $d_s = 10 \text{ mm}$ BSt 420 S angeordnet (Bild 41). Durch diese Maßnahme sollte die Möglichkeit des Hochführens der im Gebrauchslastzustand zu erwartenden Querkraft von $Q = 85,2 + 1,6 = 86,8 \text{ kN}$ bzw. $Q = 94,3 + 1,6 = 95,9 \text{ kN}$ (vgl. 3.2) vor der Fuge sichergestellt werden.

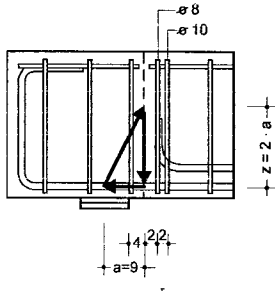
Die beiden Bügel können folgende Querkraft übernehmen:



1 Bügel $d_s = 8 \text{ mm}$ mit $A_s = 1,01 \text{ cm}^2$

1 Bügel $d_s = 10 \text{ mm}$ mit $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

vorh. $A_s = 2,58 \text{ cm}^2$



$$Q = 258 \cdot 0,42 = 108,4 \text{ kN} > 95,9 \text{ kN}$$

Auf der anderen Seite der Fuge wurde auf die Anordnung eines Zusatzbügels verzichtet, weil sich wegen des geringen Abstandes zwischen Fuge und Auflager die Auflagerpressung günstig auf das Ausbrechen der Biegebewehrung auswirkt.

Bild 43. Kräftesystem

Nach der in Bild 43 vorgenommenen Kraftzerlegung, wobei $z = 2 \cdot a$ angesetzt wurde, wird

$$Z_s = \frac{Q}{\tan \alpha}$$

$$Z_s = \frac{95,9}{1,96} = 48,9 \text{ kN}$$

erf A_s der Längsbewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{48,9}{24} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$< \text{vorh } A_s = 4,02 \text{ cm}^2$$

Selbst bei einem viel kleineren Winkel zwischen D_b und Z_s ist die Längsbewehrung daher ausreichend bemessen.

3.2.3 Reihe III

Abweichend von der vorausgegangenen Reihe wurden bei Wegfall des Zusatzbügels $d_s = 10 \text{ mm}$ die beiden in den Auflagerbereich greifenden Längsstäbe nach Bild 44 auf-

gebogen.

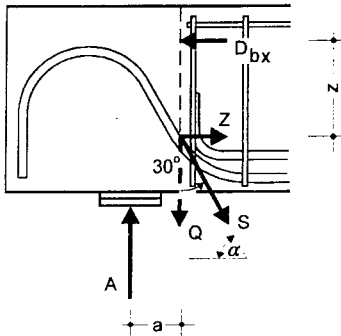


Bild 44. Kräftesystem

Bei einer Aufbiegung unter 60° ergibt sich:

$$\frac{Q}{Z} = \tan \alpha$$

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{3}}$$

Gleichgewichtsbedingung:

$$Z \cdot z = Q \cdot a$$

Für die Reihe III wurden 2 Balken mit glatter Fugenfläche als ausreichend erachtet. Bei einer brettrauen bzw. verzahnten Fuge kann damit gerechnet werden, daß das Tragverhalten der Balken annähernd dem bei der Reihe II festgestellten entspricht.

3.3 Festigkeiten der Stähle und Betone

3.3.1 Stahl

Die Längs- und Querbewehrung bestand aus BSt 420 S. Die Querschnitte und Festigkeiten der Stähle sind in Tafel 5 wiedergegeben, die $\sigma - \epsilon$ - Linien in Bild 45.

Tafel 5. Querschnitte und Festigkeiten der Stähle

Betonstahlsorte	Nenn-durchm. [mm]	Sollquerschnitt [cm ²]	Querschnitt [cm ²]	$\beta_{0,2}$ [N/mm ²]	β_Z [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]
BSt 420 S	8	0,50	0,52	506	571	11 ^{*)}
	10	0,79	0,77	429	532	13
	16	2,01	2,00	444	511	13

^{*)} Mehrmaliger Bruch am Einspannbacken.

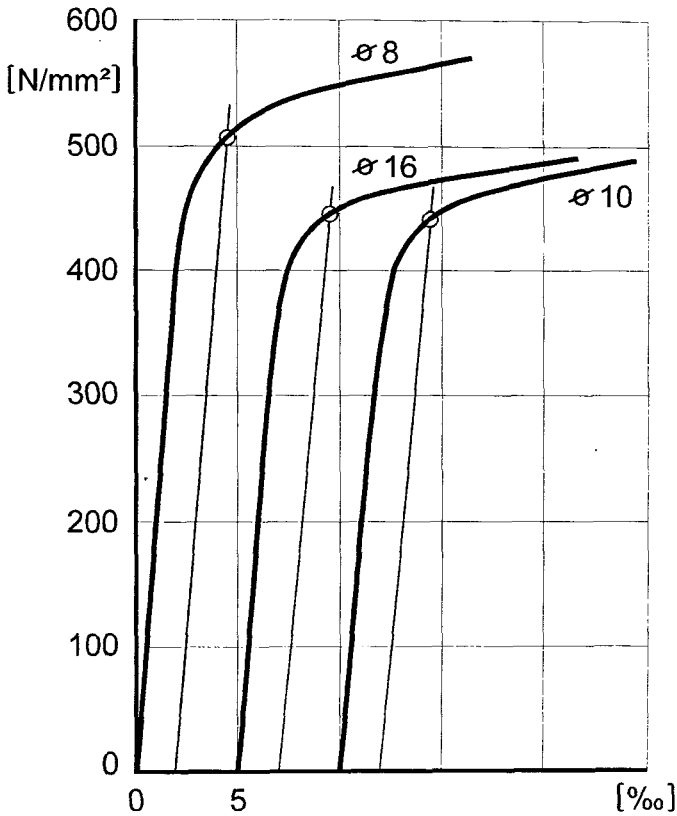


Bild 45. $\sigma - \epsilon$ -Linien BSt 420 S

3.3.2 Beton

Aus Tafel 6 sind die Betonfestigkeiten im Alter von 28 Tagen und zum Zeitpunkt der Balkenprüfung zu entnehmen.

Tafel 6. Betonfestigkeiten

	Balkenbezeichnung							
	I/1/T		Auflager		I/2/T		Auflager	
	28 Tage	Ver- such 34 Tage	28 Tage	Ver- such 27 Tage	28 Tage	Ver- such 35 Tage	28 Tage	Ver- such 28 Tage
N/mm ²								
β_w	30,5	31,6	31,8	-	31,1	31,3	31,3	31,3
β_{Spz}		2,13				2,07		
β_{Bz}		3,49				4,13		
	II/1/G		Auflager		II/2/G		Auflager	
	28 Tage	Ver- such 34 Tage	29 Tage	Ver- such 27 Tage	28 Tage	Ver- such 36 Tage	28 Tage	Ver- such 28 Tage
	N/mm ²							
β_w	30,9	31,5	31,3	31,4	30,8	30,3	31,1	30,7
β_{Spz}		2,17				1,92		
β_{Bz}		3,7				3,73		
	II/3/G		Auflager		II/1/B		Auflager	
	28 Tage	Ver- such 35 Tage	28 Tage	Ver- such 28 Tage	28 Tage	Ver- such 34 Tage	28 Tage	Ver- such 27 Tage
	N/mm ²							
β_w	28,8	30,9	25,2	24,4	27,9	28,7	27,1	28,8
β_{Spz}		1,99				1,64		
β_{Bz}		3,99				3,29		
	II/2/B		Auflager		II/1/V		Auflager	
	28 Tage	Ver- such 35 Tage	28 Tage	Ver- such 28 Tage	28 Tage	Ver- such 34 Tage	28 Tage	Ver- such 27 Tage
	N/mm ²							
β_w	30,2	31,2	26,9	31,1	28,8	31,2	27,6	27,6
β_{Spz}		2,8				1,62		
β_{Bz}		3,8				3,79		
	III/1/G		Auflager		III/2/G		Auflager	
	28 Tage	Ver- such 36 Tage	28 Tage	Ver- such 29 Tage	28 Tage	Ver- such 39 Tage	28 Tage	Ver- such 31 Tage
	N/mm ²							
β_w	28,2	30,2	24,6	-	30,1	30,6	27,4	28,7
β_{Spz}		1,71				1,8		
β_{Bz}		3,75				3,94		

3.4 Prüfverfahren

Etwa 4 Wochen nach dem Betonieren des Auflagerstückes wurden die Balken statisch bestimmt gelagert und geprüft. Bei einem gleichbleibenden Schubarmverhältnis von $a/h = 2,78$ wurden die beiden Einzellasten mit Hilfe einer Presse über einen Stahlträger manuell kraftgeregelt aufgebracht. Bild 46 zeigt die Versuchsanordnung am Beispiel des Balkens I/2/T.

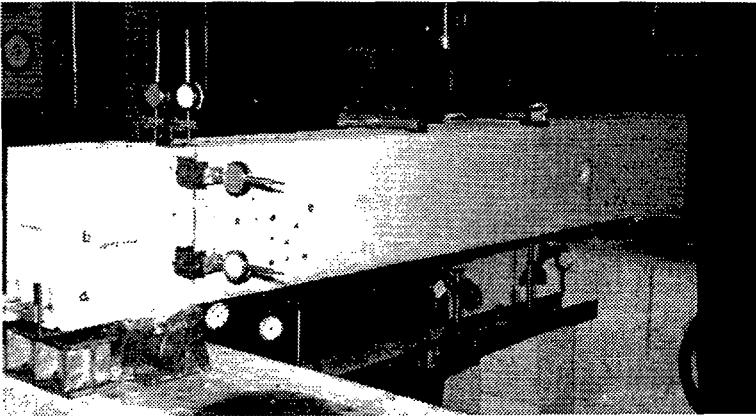


Bild 46. Versuchsanordnung Balken I/2/T

Die Belastung wurde bei den einzelnen Versuchsreihen in unterschiedlichen Stufen aufgebracht. Einmal konnte die Tragfähigkeit der Balken zu Beginn der Versuche nur schwer abgeschätzt werden; zum anderen mußten sich bei der gewählten Gestaltung des Fugenbereiches auch verschieden große Bruchlasten einstellen.

Die Ablesungen wurden von einer Meßgruppe bei gleichbleibender Reihenfolge durchgeführt, und zwar jeweils 2 Minuten nach dem Aufbringen einer Laststufe beginnend. Für das Ablesen der Meßwerte wurden etwa 18 Minuten benötigt.

Nach erstmaligem Versagen -die Balken entzogen sich ihrer Belastung- konnten einige Balken ein zweites Mal belastet werden (Tafel 11). Dabei wurde die Last nicht in Stufen, sondern stetig aufgebracht. Ein stufenweises Lastaufbringen konnte entfallen, da nach

der ersten Belastung etliche Meßstellen zerstört waren und Sicherheitsgründe gegen weitere Messungen sprachen. Durch das nochmalige Belasten sollte lediglich geklärt werden, inwieweit noch eine Laststeigerung möglich war.

3.5 Durchgeführte Messungen

Das größte Interesse bei den Messungen galt aufgabengemäß dem Fugenbereich.

Folgende Werte wurden gemessen:

Vertikale und horizontale Verschiebungen der Fugenufer mit 1/100 mm Meßuhren (Bild 47 und 50).

Schlupf der Biegezugbewehrung -nur beim Balken I/2/T- mit 1/100 mm Meßuhren (Bild 46).

Stauchungen des Betons bzw. der Fuge in der Mitte der Balkenoberseite mit Hilfe von je 6, 10 cm langen Meßstrecken, über beiden Auflagern beginnend, mit 1/1000 mm Setzdehnungsmesser, Bauart: Pfender (Bild 46).

Verformungen an der Oberfläche beider Balkenseiten, 10 cm Meßstrecken im Bereich zwischen 10 und 40 cm von den Auflagern nach der in Bild 48 festgehaltenen Anordnung mit 1/1000 mm Setzdehnungsmesser, Bauart: Pfender. Die horizontalen Meßstrecken waren nur bei den Balken II/3/G, II/2/B, II/1/V, III/1/G und III/2/G angeordnet.

Beanspruchungen des Bügels zwischen der Fuge und dem Auflager bei den Balken II/3/G, II/2/B und II/1/V (Bild 50) mit Hilfe von jeweils 2, vorn und hinten an die Bügelschenkel aufgeklebten Dehnungsmeßstreifen (Fabrikat Hottinger, Typ 6/120 LE 11 bzw. Typ 6/120 LY 11 für den Balken II/1/V). Die Mitte der DMS lag 5,3 cm von der Bügelunterkante entfernt. Der Meßumschalter (UM 74/20) und der Kompensator waren Geräte der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik.

Durchbiegungen in der Balkenmitte und in den 1/5-Punkten mit 1/100 mm Meßuhren.

Die Meßwerte wurden in einer Vielzahl von Protokollen und Tabellen niedergelegt.

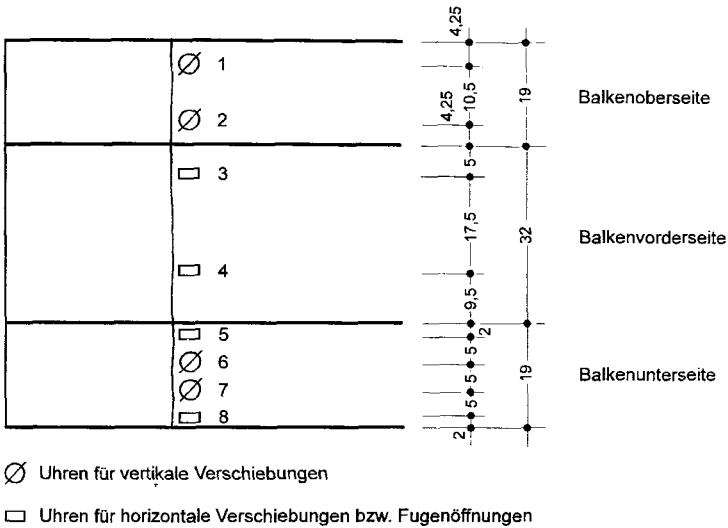


Bild 47. Anordnung der Meßuhren im Fugenbereich

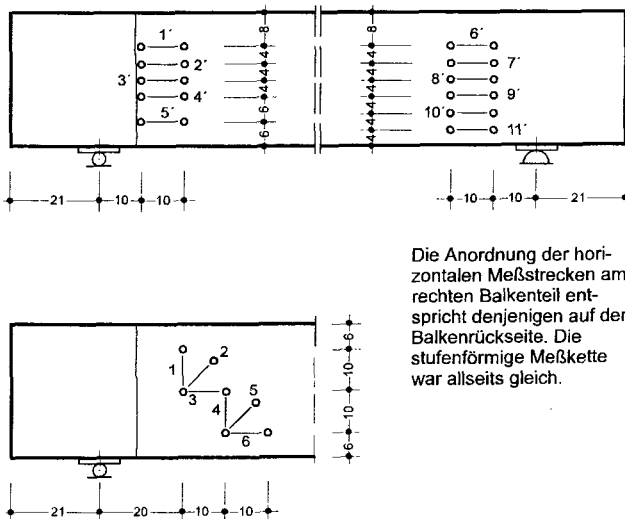


Bild 48. Anordnung der 0°/45°/90°-Rosetten

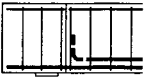
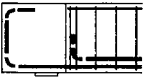



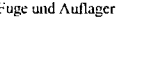
3.6 Versuchsergebnisse

Von den Meßdaten werden nur die für ihre Ausdeutung wesentlichen wiedergegeben. Die übrigen Meßdaten werden beispielhaft aufgezeigt. Auf die Darstellung der vollständigen Versuchsergebnisse wurde mit Rücksicht auf den Umfang verzichtet.

3.6.1 Bruchlasten und Bruchursachen

Tafel 7 enthält neben balkenspezifischen Merkmalen die erreichten Bruchlasten und Angaben über die Brucharten bzw. Versagensursachen. Unter „Erstbelastung“ ist die größte, in Stufen aufgebrachte Last zu verstehen. Danach wurden die Balken - soweit möglich - ein zweites Mal belastet, wobei die Last nicht stufenweise, sondern stetig aufgebracht wurde (vgl. 3.4). Die dabei erzielten Bruchlasten sind unter „Zweitbelastung“ zu finden. Die Angaben über Brucharten bzw. Versagensursachen beziehen sich auf die maßgebende Erstbelastung. Die in Klammern gesetzten Angaben betreffen die Zweitbelastung.

Tafel 7. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Balken	Fugen- ausbildung	Bewehrung im Auflagerbereich	Montage- eisen bzw. Druck- bewehrung	Erst- belastung [kN]	Zweit- belastung [kN]	Bruchart bzw. Versagensursache
I/1/T I/2/T	PTFE - Folie PTFE - Folie		2 \varnothing 10 2 \varnothing 10	92,5 115	162,5 181	Zerstör. F/A *) F/A
II/1/G II/2/G	glatt glatt		2 \varnothing 10 2 \varnothing 10	110 160	110 153,5	Verankerungsbruch Verankerungsbruch
II/3/G	glatt		2 \varnothing 10	160	310	F/A (Biegedruckbr.)
II/1/B II/2/B	bettrauh bettrauh		2 \varnothing 10 2 \varnothing 10	300 300	- 314	Biegedruckbruch F/A (Biegedruckbr.)
II/1/V	verzahnt		3 \varnothing 16	350	-	Biegedruckbruch
III/1/G III/2/G	glatt glatt		2 \varnothing 10 3 \varnothing 16	320 340	- -	Biegedruckbruch Zerstörung des mono- lithischen Auflagers

*) Zerstörung zwischen Fuge und Auflager

Zu den beiden Belastungswerten des Balkens II/2/B ist folgendes anzumerken. Bei einer Laststufe von 160 kN mußte der Versuch infolge Nachgebens des Prüfgerüsts abgebrochen werden. Der Pressenstempel hatte die Lotrechte verlassen. Die Horizontalkomponente aus der Belastung wirkte in Balkenlängsachse in Richtung des nachträglich ergänzten Auflagers. An diesem hatte sich ein Riß gebildet, der am Auflagerbeginn ansetzte und in der Fuge - 10 cm über Balkenunterkante - endete. Bei erneuter Belastung war dann dieser Riß bei einer Belastung von 300 kN Ursache für das Versagen. Bei der Zweitbelastung stellte sich bei höherer Belastung ein Biegedruckbruch ein.

Die Versuchsbalken versagten entweder vor dem Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast für B 25 - 170,4 kN bzw. 188,6 kN mit Druckbewehrung bei den Balken II/1/V und III/2/G - im Bereich zwischen der Fuge und dem Auflager oder - abgesehen vom Balken II/2/B - durch Erreichen der Biegedruckbruchlast.

Die verschiedenen Brucharten bzw. Versagensursachen gehen aus den Bildern 49 bis 51 hervor.

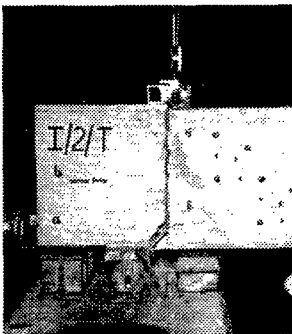


Bild 49. Balken I/2/T- Erstbelastung

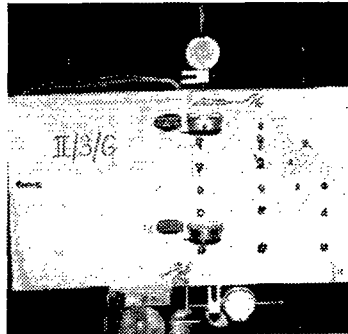


Bild 50. Balken II/3/G - Erstbelastung

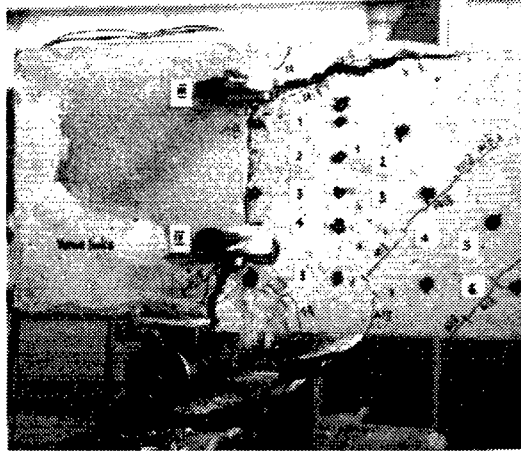


Bild 51. Balken II/2/B - Erstbelastung

3.6.2 Verschiebungen im Fugenbereich

3.6.2.1 in vertikaler Richtung

Bei den Balken der Reihe I mit PTFE-Folien zwischen Alt- und Neubeton ergaben sich an der Balkenoberseite bereits bei geringer Belastung bedeutende Vertikalverschiebungen (Bild 52 und 53). Die Verschiebungswerte der Meßstellen 1 und 2 wichen nur gering voneinander ab. Auffallend ist dagegen die unterschiedliche Größe der Meßergebnisse der beiden Versuchsbalken. Bei einer Prüflast von 90 kN beispielsweise waren sie beim zweiten Balken nur etwa halb so groß wie beim ersten. Die letzten Meßergebnisse vor dem Versagen der Balken waren jedoch bei voneinander abweichender Belastung - 90 kN beim Balken I/1/T bzw. 115 kN beim Balken I/2/T - annähernd gleich groß.

Bemerkenswert sind beim dritten Balken der Reihe II mit glatter Fuge die Verschiebungswerte, die aber mit 0,34 mm -Meßstelle 1- bzw. 0,44 mm -Meßstelle 2- deutlich hinter den Werten der Balken der Reihe I zurückblieben. Die bei den Balken II/1/G und II/2/G gemessenen Verschiebungen waren bis auf diejenigen an der Meßstelle 1 des ersten Balkens unbedeutend. Während beim Balken II/1/B die Verschiebungen selbst

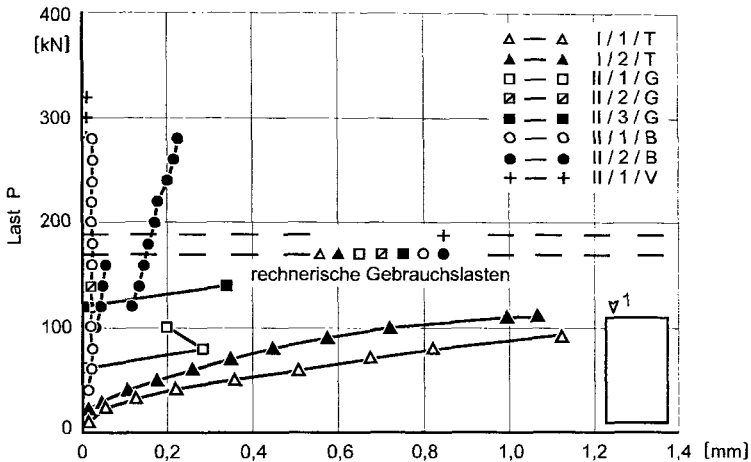
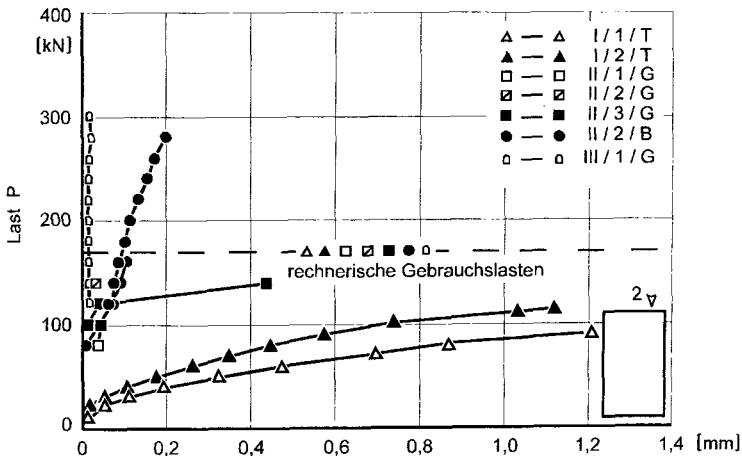


Bild 52. Vertikale Verschiebungen an der Meßstelle 1

Bild 53. Vertikale Verschiebungen an der Meßstelle 2
(Beim Balken II/1/V trat keine Verschiebung ein.)

noch unmittelbar vor der Zerstörung der Biegedruckzone klein bzw. gar nicht meßbar
-Meßstelle 2- waren, entsprangen die Werte des zweiten Balkens mit brettrauer Fuge

offenbar der schon erwähnten, nicht gleichmäßig erfolgten Lasteintragung infolge Schrägstellens des Prüfgerüsts. An der verzahnten Fuge des Balkens II/1/V verschoben sich an der oberen Balkenseite die Fugenufer nicht.

Auch bei den Balken der Reihe III mit glatter Fuge sprachen die Meßuhren nicht bzw. nur schwach -Meßstelle 2, Balken III/1/G- an.

Die an der Balkenunterseite ermittelten vertikalen Verschiebungswerte sind in Bild 54 und 55 dargestellt. Bei den Balken der Reihe I erfolgten keine Messungen. Bei den 3 Balken der Reihe II mit glatter Fuge hatten die Meßwerte untereinander starke Größenabweichungen. Am günstigsten lagen bis 2 Laststufen vor dem Versagen die Verschiebungen beim Balken II/3/G, der im Gegensatz zu den 2 anderen Balken im Auflagerbereich verbügelt war. Bei der vorletzten Laststufe traten dann an beiden Meßstellen dieses Balkens mit ca. 0,6 mm außergewöhnlich große Verschiebungswerte ein. Unbedeutend waren die Versuchsdaten bei den übrigen Balken dieser Reihe mit brettrauher bzw. verzahnter Fuge, die eine maximale Größenordnung von wenig über 0,1 mm erreichten.

Die beiden Balken der Reihe III mit glatter Fuge wiesen -ausgenommen Meßstelle 7, Balken III/1/G- bis zum Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast keine nennenswerten Verschiebungen auf. Erst danach nahmen sie bis zum Balkenversagen stärker zu und lagen schließlich in einem Bereich zwischen 0,35 und 0,49 mm.

3.6.2.2 in horizontaler Richtung

Bild 56 und 57 geben Auskunft über die an den seitlichen Meßstellen ermittelten Daten. Die Ergebnisse der Meßstelle 3 der Balken I/1/T und II/2/B sowie diejenigen der Meßstelle 4 der Balken der Reihe III verdienen besondere Aufmerksamkeit. Der erste Balken der Reihe I mit PTFE-Folie erreichte bereits bei ca. 50% der rechnerischen Gebrauchslast an der Meßstelle 3 mit annähernd 0,2 mm den größten Verschiebungswert, während der zweite Balken der Reihe II mit brettrauher Fuge über der rechnerischen Gebrauchslast mit annähernd 0,6 mm den Größtwert der horizontalen Verschiebungen aufwies.

Dieser Wert rührt aus den besonderen Prüfumständen her.

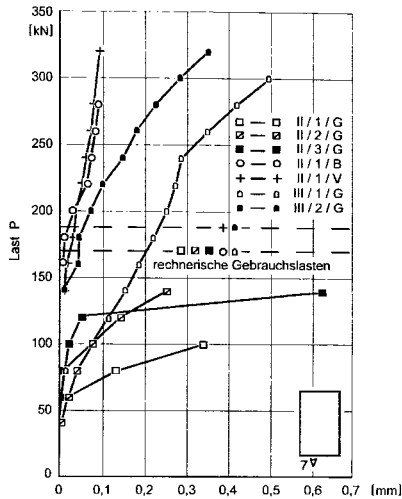


Bild 54. Vertikale Verschiebungen an der Meßstelle 7

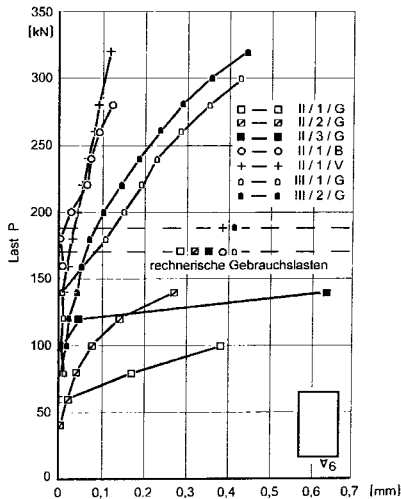


Bild 55. Vertikale Verschiebungen an der Meßstelle 6

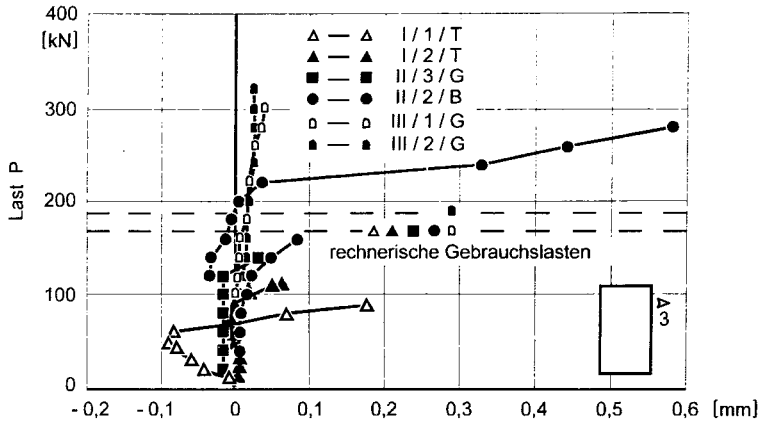


Bild 56. Horizontale Verschiebungen an der Meßstelle 3

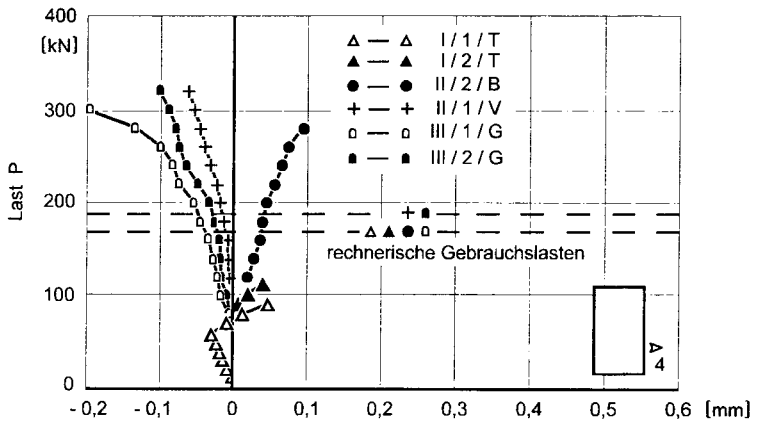


Bild 57. Horizontale Verschiebungen an der Meßstelle 4

3.6.3 Öffnen der Fuge an der Balkenunterseite

Das Öffnen der Fuge an der Balkenunterseite ist in Bild 58 und 59 erfaßt.

Für den ersten Balken der Reihe I liegen keine Meßergebnisse vor. Beim zweiten Balken

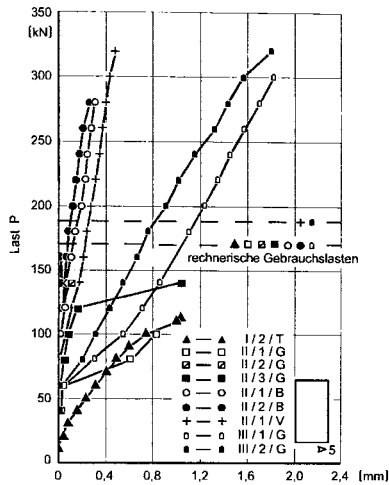


Bild 58. Öffnungswerte an der Meßstelle 5

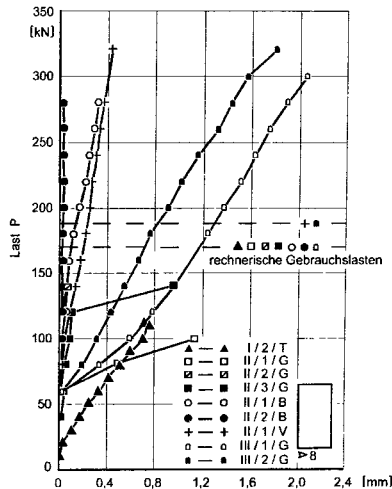


Bild 59. Öffnungswerte an der Meßstelle 8

betrug der Größtwert der Meßstelle 5 1,03 mm.

Die Werte beim ersten und dritten Balken der Reihe II mit glatter Fuge bewegten sich im Bereich zwischen 0,83 und 1,13 mm. Mit 0,05 bzw. 0,09 mm wichen die maximalen Daten beim zweiten Balken deutlich ab. Die Öffnungswerte beim Balken mit verzahnter Fuge waren im Vergleich zu denjenigen bei den Balken mit brettrauher Fuge bis auf eine Ausnahme - Meßstelle 8, Balken II/2/B- etwas größer.

Die großen Öffnungswerte der beiden Balken der Reihe III mit glatter Fuge ergaben sich durch das Hochführen der Biegezugbewehrung. In einem Fall - Meßstelle 8, Balken III/1/G- wurde eine maximale Öffnungsbreite von mehr als 2 mm gemessen. Bei der rechnerischen Gebrauchslast lag der Öffnungswert annähernd bei 1,2 mm.

3.6.4 Durchbiegungen

Die Durchbiegungen zeigen eine deutliche Abhängigkeit von den Verschiebungen im Fugenbereich. Diese Tatsache wird beim Betrachter der in Bild 60 aufgetragenen Meßwerte der Balken der Reihe I bei 1/5 besonders sichtbar.

Bei den Balken der Reihe II mit glatter Fuge wies nur der Balken II/2/G keine wesentlichen Unterschiede an den 1/5-Meßstellen auf.

Das Durchbiegungsverhalten der Balken II/1/B, II/1/V, III/1/G und III/2/G wurde durch Verschiebungen im Fugenbereich nur wenig beeinflusst.

3.6.5 Schlupf

Dem Schlupf der beiden stumpf im nachträglich anbetonierten Auflagerteil endenden Stäbe $d_s = 16$ mm BSt 420 S der Längsbewehrung bei den Balken der Reihe I wurde beim Balken I/2/T nachgegangen. Bis zum Versagen bei Erstbelastung sprachen die Meßuhren nicht an. Erst bei der Zweitbelastung bewegten sich die Uhrzeiger bei einer Prüflast von 150 kN. Nach dem bei 181 kN plötzlich erfolgten Bruch betrugen die Schlupfwerte 3,51 bzw. 2,76 mm. Der größere Schlupfwert war an der Seite des Bügelbruches.

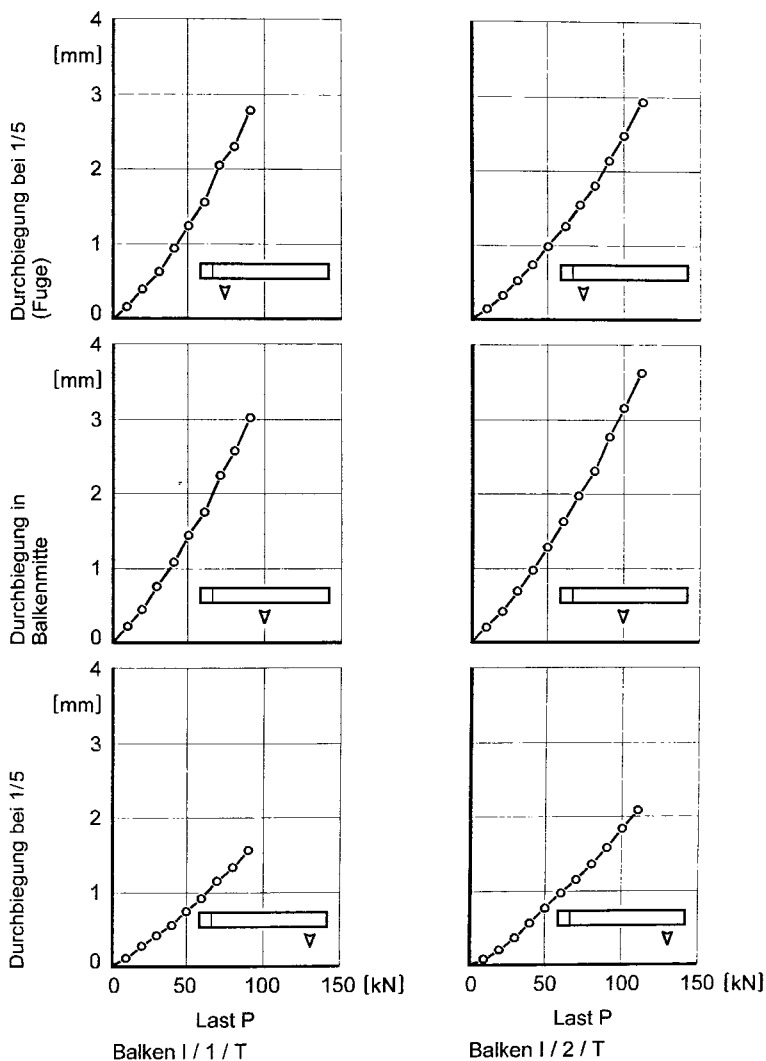


Bild 60. Belastungs-Durchbiegungs-Diagramme

3.6.6 Beanspruchung der Bügel

Aus Bild 61 ist zu ersehen, daß der fugennahe Bügel des nachträglich anbetonierten Auflagers beim dritten Balken mit glatter Fuge bis zur Laststufe 100 kN kaum beansprucht wurde. Bei der nächsthöheren Laststufe stellte sich an den bügelinnenliegenden Meßstellen 2 und 3 eine starke Beanspruchung ein, die bei der folgenden Laststufe 140 kN -der letzten vor dem Versagen des Balkens- an der Meßstelle 3 417 N/mm² betrug. Das sprungartige Anwachsen der Beanspruchung deckt sich mit der Bildung des ersten Risses von der Fuge zum Auflager hin (Bild 50). Die gleiche Beobachtung konnte bei den Balken II/2/B und II/1/V gemacht werden, wobei allerdings die größte Bügelspannung beim letztgenannten Balken aufgrund der Fugenverzahnung nur annähernd 1/7 der Maximalwerte der beiden anderen Balken betrug (Bild 61 bis 63). Es fällt auf, daß bei allen Balken die Ergebnisse der Meßstellen 1 und 4 beträchtlich unter denjenigen der Meßstellen 2 und 3 lagen und die Meßstelle 4 bei den Balken II/3/G und II/2/B aus dem Zugspannungsbereich in den Bereich der Druckspannungen ausbricht.

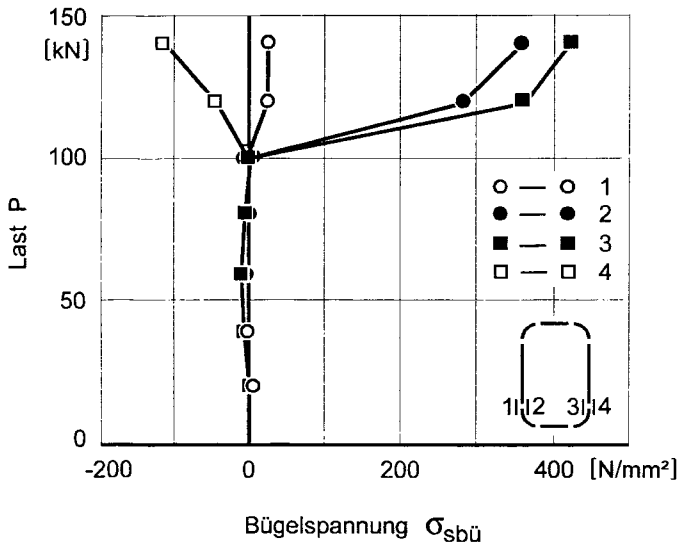


Bild 61. Spannungsverlauf im fugennahen Bügel des nachträglich anbetonierten Auflagers beim Balken II/3/G

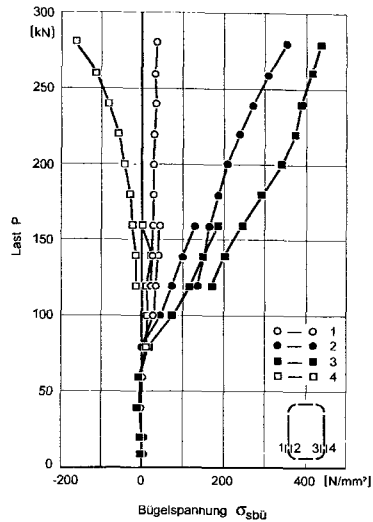


Bild 62. Spannungsverlauf im fugennahen Bügel des nachträglich anbetonierten Auflagers beim Balken II/2/B

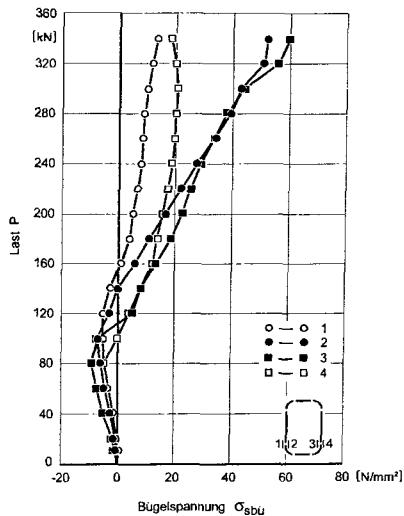


Bild 63. Spannungsverlauf im fugennahen Bügel des nachträglich anbetonierten Auflagers beim Balken II/1/V

3.6.7 Betonverformungen

3.6.7.1 des Druckrandes

Bis auf die äußeren Meßdaten stimmten die Werte der beiden Seiten der 2 Balken der Reihe I gut überein (Bild 64). Von Interesse ist ferner, daß die Meßwerte des zweiten Balkens bei einer um 20% höheren Prüflast gegenüber denjenigen des Balkens I/1/T kleiner waren. Die Verformungen bei den Balken der Reihe III (Bild 65) zeigen gegenüber denjenigen der Reihe I eine ganz andere Tendenz, die durch die ausgeprägten Biege- und Schubrisse infolge der wesentlich größeren Belastung beeinflusst wurde.

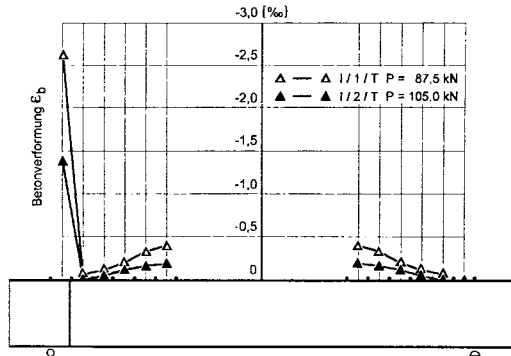


Bild 64. Verformungen des Druckrandes der Balken der Reihe I

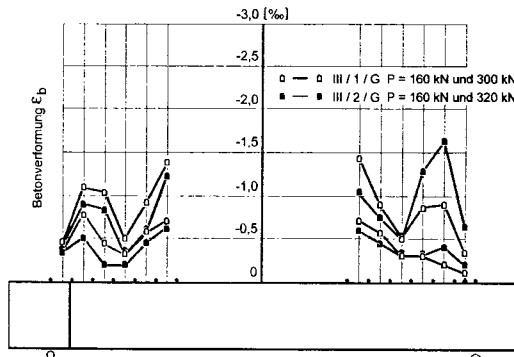


Bild 65. Verformungen des Druckrandes der Balken der Reihe III

3.6.7.2 an den Balkenseiten in horizontaler Richtung

Die an den Seiten der 5 Balken II/3/G, II/2/B, II/1/V, III/1/G und III/2/G durchgeführten Verformungsmessungen in horizontaler Richtung brachten nicht den erhofften Erfolg. Es war vorgesehen, diese Meßdaten bei der Bestimmung der Lage der Druck- bzw. Zugzonen mit heranzuziehen. Die Versuchsabläufe ließen jedoch schon erkennen, daß dieses Vorhaben nur teilweise gelingen würde.

3.6.7.3 an den Balkenseiten in den Hauptspannungsrichtungen

Die Auswertung der Meßergebnisse der rechtwinkligen $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten erfolgte mit Hilfe der in Anlage 1 wiedergegebenen Gleichungen, die [54] entnommen wurden. Die Querdehnungszahl μ wurde bei allen Balken zu 0,20 angenommen [2]. Als E-Modul wurden die in Anlage 2 enthaltenen Werte übernommen, auch wenn der Prüftag für den E-Modul nicht immer mit dem Versuchstag übereinstimmte. Der bei einigen Balken vorhandene Unterschied von wenigen Tagen ist für die Größe des E-Moduls vernachlässigbar. Die zahlenmäßige Durchrechnung wurde mit dem in Anlage 3 beigefügten Programm vorgenommen.

Leider wurden unvermeidlicherweise zahlreiche Meßstrecken durch Risse unbrauchbar, insbesondere bei höheren Laststufen. Bei einigen Balken stellten sich bei verschiedenen Meßstrecken bei der Auswertung Abweichungen heraus, die u. a. auf Meßungenauigkeiten zurückgeführt werden müssen. Das trifft auch auf die Rechenergebnisse für die korrespondierenden Meßstellen auf den beiden Balkenseiten zu.

Für die Balken I/1/T, I/2/T, II/1/G und II/2/G liegen die Rechenergebnisse an, auf die später noch eingegangen wird (Anlage 4 bis 7).

3.6.8 Rißverhalten der Balken

Die Rißbildung im fugennahen Auflagerbereich des Balkens I/1/T geht aus Bild 66 hervor, das typisch auch für den zweiten Balken ist. Der 7. Riß führte bei $P = 92,5 \text{ kN}$ zum Bruch. Im entsprechenden Bereich des monolithischen Auflagers waren bis zum Versagen der Balken keine Risse sichtbar. Die ersten Biegerisse traten bei beiden Balken bei

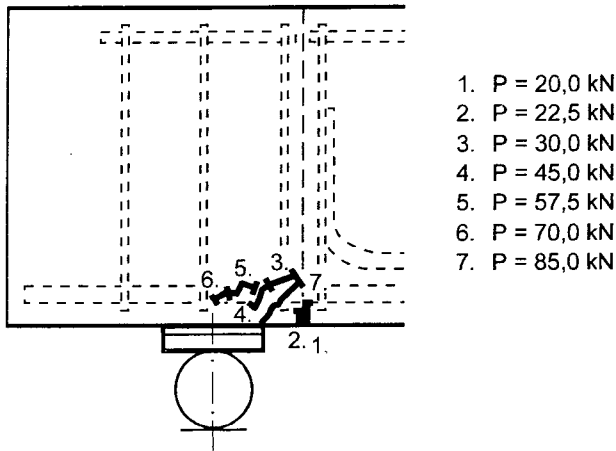


Bild 66. Rißbildung im Auflagerbereich des Balkens I/1/T

70 kN ein.

Beim ersten Balken der Reihe II mit glatter Fuge stellten sich bei einer Prüflast von 60 kN die ersten Biegerisse und bei 80 kN die ersten Risse im nachträglich angefügten Auflagerstück ein. Der horizontal über den ins Auflager greifenden Stäben der Biegezugbewehrung verlaufende Riß führte zum Bruch. Das Rißbild des zweiten Balkens glich demjenigen des ersten. Die Risse zeigten sich bei folgenden Laststufen: 80 kN (Biegerisse) und 140 kN (Risse im fugennahen Auflagerbereich). Beim dritten Balken mit verbügeltem Auflagerbereich ergaben sich Biegerisse bei derselben Laststufengröße. Der erste Schrägriß von der Fuge zum Auflagerbeginn war bei 120 kN zu beobachten (Bild 50). Beim monolithischen Auflager aller 3 Balken wurden keine Risse wahrgenommen. Das Gesamtrißbild des Balkens II/1/B läßt keinen Einfluß des später angesetzten Auflagersteiles erkennen. Auch bei diesem und dem folgenden Balken bewirkte die Laststufe 80 kN die ersten Biegerisse. Der aus Bild 51 hervorgehende Schrägriß Fuge/Auflager beim Balken II/2/B deutete sich bei 100 kN an und prägte sich immer weiter bis zum Bruch aus. Der obere Schrägriß bildete sich bei 180 kN. Der Balken dieser Reihe mit verzahnter Fuge und verstärkter Druckzone bekam die ersten Biegerisse bei 100 kN. Ein Einfluß der Fuge auf das Gesamtbild war nicht erkennbar.

Bei den Balken der Reihe III war die Rißbildung im fugennahen und im monolithischen Auflagerbereich unterschiedlich. Das Hochführen der 2 Stäbe der Biegezugbewehrung unter 60° in den Auflagerbereich hatte die Bildung von Vertikalrissen zur Folge. Beim später anbetonierten Auflager war die glatte Fuge gewissermaßen eine Sollbruchstelle, während beim monolithischen Auflager der senkrechte Riß bereits vor den letzten Meßpunkten -annähernd 3 cm davor- anfang und noch durch Schrägrisse durchzogen wurde.

4. Theoretische Überlegungen und Diskussion der Versuchsergebnisse

4.1 Reihe I

Die Bruchlasten der 2 Balken dieser Reihe lagen erwartungsgemäß erheblich unter der rechnerischen Gebrauchslast von $P = 170,4 \text{ kN}$ und waren unterschiedlich groß. Der zweite Balken hatte mit 115 kN gegenüber dem Balken I/1/T mit $92,5 \text{ kN}$ eine um 24% höhere Bruchlast. Die bei der Zweitbelastung erzielten Laststeigerungen waren dagegen von annähernd gleicher Größe, nämlich 70 kN beim Balken I/1/T und 66 kN beim Balken I/2/T.

Die Übertragung der Querkraft im Fugenbereich erfolgte überwiegend durch die Verdübelungswirkung der 2 gerade ins nachträglich anbetonierte Auflagerstück geführten Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$ der Biegezugbewehrung. Eine bedeutende Querkraftübertragung durch die Druckzone kann ausgeschlossen werden. Der Reibungswiderstand W_R hat beim Versagen der beiden Balken im Fugenbereich unter Erstbelastung und Berücksichtigung des Balkeneigengewichtes sowie des Gewichtes der Versuchseinrichtung, des Reibungskoeffizienten der PTFE-Folien mit dazwischen befindlicher Fettschicht mit $\mu_R \approx 0,065$ und des Hebelarmes der inneren Kräfte von $20,8 \text{ cm}$ nach Bild 38 lediglich die Größe $W_{R1} = 1,35 \text{ kN}$ (Balken I/1/T) und $W_{R2} = 1,66 \text{ kN}$ (Balken I/2/T). Der Restbetonanteil in der Fugenfläche beträgt $A_b = 72 \text{ cm}^2$. Der davon auf die Balkentragfähigkeit ausgehende Einfluß ist gleichfalls vernachlässigbar, wie die Rißbildung bereits bei der geringen Belastung mit $P = 20 \text{ kN}$ beim Balken I/1/T beweist (Bild 66). Die beim Balkenversagen vom Auflagerbeginn bis zur Fuge unter 45° liegende Betonbruchfläche zeichnete sich schon 3 Laststufen zuvor durch den 7. Riß (Bild 66) ab. Der Bruch

des Betons wurde durch die Hauptzugspannung infolge Überschreitens der Betonzugfestigkeit verursacht, und zwar einhergehend mit dem Verlust der Verdübelungswirkung.

Nach Bild 52 und 53 waren die nur oben gemessenen Vertikalverschiebungen bereits bei den unteren Laststufen beachtlich. Die Gesamtverformung beruht auf: Verschiebung der 2 Stäbe der Biegezugbewehrung nach unten, Bügeldehnung des Bügels zwischen dem Auflager und der Fuge, Durchbiegung des horizontalen Bügelschenkels und Eindrückung der Biegezugbewehrung in den Beton, Zunahme der Verschiebung zwischen Bügel und Fuge infolge der Neigung der Bewehrung am Bügel und ihre Verschiebung sowie Eindrückung der Längsstäbe in den Balkenbeton, also im Bereich der auflagerabgewandten Fugenseite. Die Einzelanteile sind im Versuch schwierig zu bestimmen.

Der erste horizontale Verdübelungsriß zeigte sich beim Balken I/1/T bei der Laststufe $P = 30 \text{ kN}$ und beim zweiten Balken bei $P = 45 \text{ kN}$.

Nach Gl. (2.19) wird V_{RiB} :

$$\text{Balken I/1/T : } V_{\text{RiB}} = 7,6 \cdot 15,8 \cdot 1,6 \cdot \sqrt[3]{318} = 1311 \text{ kp (13,11 kN)}$$

$$\text{Balken I/2/T : } V_{\text{RiB}} = 7,6 \cdot 15,8 \cdot 1,6 \cdot \sqrt[3]{313} = 1304 \text{ kp (13,04 kN)}$$

Daraus folgt:

$$P = 2 \cdot V_{\text{RiB}} = 26,22 \text{ kN bzw. } 26,08 \text{ kN}$$

Die in [21] aufgestellte Gleichung liefert für den ersten Balken ein befriedigendes Ergebnis für die versuchsmäßige Rißlast von $P = 30 \text{ kN}$, wobei allerdings noch das Balkengewicht und das Gewicht der Versuchseinrichtung von zusammen $g = 1,6 \text{ kN/m}$ -je Auflager $1,6 \text{ kN}$ - zu berücksichtigen sind. Für den zweiten Balken ist dagegen das Ergebnis unbefriedigend.

Bei den Versuchen von B a u m a n n / R ü s c h lag δ_{RiB} zwischen $0,06$ und $0,16 \text{ mm}$, der Mittelwert bei $0,10 \text{ mm}$. Beim ersten Balken betrugen die Meßwerte für δ_{RiB} $0,13 \text{ mm}$ -Meßstelle 1- bzw. $0,11 \text{ mm}$ -Meßstelle 2-, beim Balken I/2/T einheitlich $0,14 \text{ mm}$.

Die Kurve 1 (Bild 9), die den grundsätzlichen Verlauf der Beziehung zwischen V und δ vor der Rißbildung bei Erstbelastung wiedergibt, wurde von B a u m a n n / R ü s c h

durch die aus Bild 10 entnehmbare Gleichung

$$\delta = 0,08 \cdot \frac{V}{V_{Ri0}} \quad (4.1)$$

beschrieben. Die Auswertung dieser Gleichung ergibt für die Laststufe vor der Rißbildung folgende Werte:

$$\text{Balken I/1/T : } \delta = 0,08 \cdot \frac{(1,375+0,160)}{1,3} = 0,09 \text{ mm}$$

$$\text{Balken I/2/T : } \delta = 0,08 \cdot \frac{(2,000+0,160)}{1,3} = 0,13 \text{ mm}$$

Die gemessenen Werte lauten:

	Meßstelle 1	Meßstelle 2
Balken I/1/T:	$\delta = 0,11 \text{ mm}$	$\delta = 0,09 \text{ mm}$
Balken I/2/T:	$\delta = 0,11 \text{ mm}$	$\delta = 0,11 \text{ mm}$

Eine vergleichende Betrachtung zwischen den bei der Laststufe vor dem Auftreten des ersten Verdübelungsrisse gemessenen und den nach Gl. (4.1) errechneten δ -Werten verdeutlicht eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung.

Der Verlauf der Verdübelungsverformung δ in Abhängigkeit von P+g bis zum Auftreten des ersten Verdübelungsrisse bei Erstbelastung nach Gl. (4.1) und den eigenen Meßdaten geht aus Bild 67 hervor. Ein Vergleich mit Bild 10 bestätigt im wesentlichen das darin Festgehaltene. Bei den eigenen Versuchen ist allerdings die Verdübelungsverformung anfangs beträchtlich kleiner. Dieser Unterschied kann in erster Linie auf die sich günstig auf die Verdübelungswirkung auswirkende Auflagerpressung zurückgeführt werden.

Die bei den Versuchen von B a u m a n n / R ü s c h dominierenden Risse in horizontaler Richtung werden bei den Balken der Reihe I vermißt. Diese Tatsache beruht auf der quergerichteten σ_y -Pressung des nahen Auflagers, die einem Reißen des Betons in horizontaler Richtung in Höhe der Stäbe der Biegezugbewehrung entgegenwirkt. Der schräge Verlauf von Rissen ist auch in [21] bei Anordnung eines Bügels nahe der Fuge zu beobachten (Bild 66).

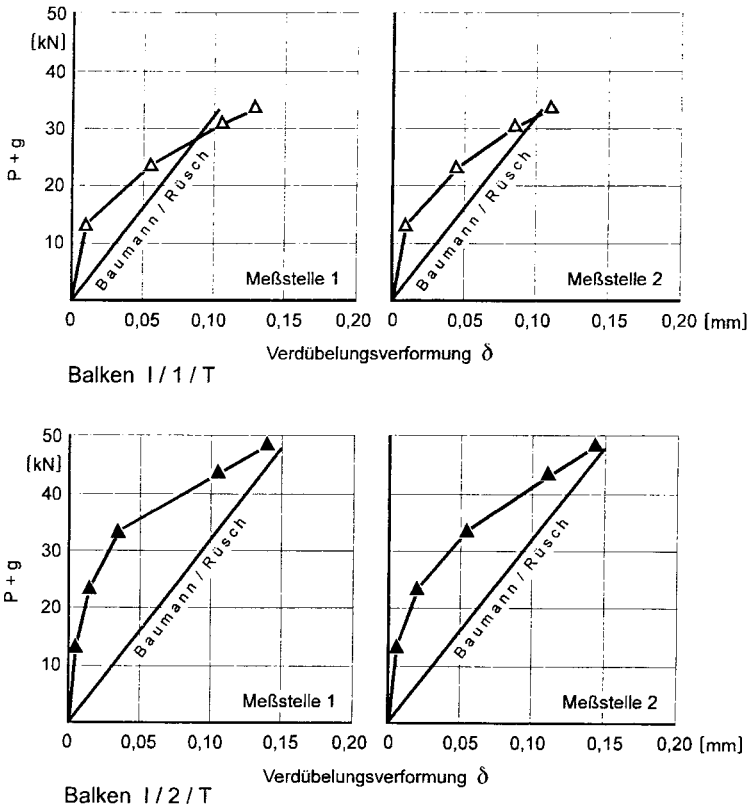


Bild 67. Verdübelungsverformung δ in Abhängigkeit von $P+g$ bis zum Auftreten des ersten Verdübelungsrissses bei Erstbelastung nach der von B a u m a n n / R ü s c h [21] angegebenen Näherungsformel und nach den eigenen Versuchsdaten

Damit wird die erhebliche Querkraftübertragung durch die Biegezugbewehrung erklärbar. Zur rechnerischen Gebrauchslast waren es 56% (Balken I/1/T) und 69% (Balken I/2/T) und zur rechnerischen Bruchlast immerhin noch 32% und 39%. Dagegen werden nach Versuchsergebnissen [58] beim Erreichen des Schubbruches nur noch 15% der Querkraft als Dübelkraft übertragen, der weitaus größere Querkraftanteil also durch die Druckzone.

Die bereits bei den unteren Laststufen zu beiden Seiten hin wesentlich stärker ansprechenden Uhren an den seitlichen Meßstellen des ersten Balkens gegenüber denjenigen des Balkens I/2/T lassen auf eine Abweichung der lotrechten Achsen schließen (Bild 56 und 57). Entweder wurde die Last nicht senkrecht aufgebracht oder die Lagerung des Balkens bzw. des darauf befindlichen Stahlträgers war nicht waagrecht oder eine der Lotachsen war versetzt. Eine Kombination dieser Möglichkeiten kann auch nicht ausgeschlossen werden. Die Meßdaten unterstreichen die Torsionslabilität im Fugenbereich, die durch Vergrößerung der Reibung, durch Profilierung des Fugenufers oder durch Einlegen oberer Eckbewehrung vermindert bzw. beseitigt werden kann.

Für das Öffnen der Fuge an der Unterseite des Balkens I/1/T liegen keine Meßergebnisse vor. Nach Bild 66 stellte sich bei der Laststufe 20 kN im unteren Teil der Fuge zwischen Alt- und Neubeton der erste Riß ein, der bis zur Unterkante der Biegezugbewehrungsstäbe reichte. Daraus ist zu schließen, daß der Betonzusammenschluß die Querkraftübertragung kaum beeinflusste. Das Öffnen der Fuge des zweiten Balkens begann gleichfalls bei den untersten Laststufen und nahm bei Steigerung der Belastung rasch zu (Bild 58 und 59).

Bild 60 spiegelt den Einfluß der vertikalen Verschiebungen im Fugenbereich auf die Durchbiegungsmessung wider. Infolge dieser Verschiebungen sind die Meßergebnisse der fugennahen 1/5-Meßstelle bedeutend größer als diejenigen der anderen 1/5-Meßstelle. Unter Berücksichtigung des Verschiebungsanteiles für beide Meßstellen weichen die korrigierten Werte der letzten Laststufe vor dem Balkenversagen nur gering voneinander ab. Sie lauten:

	fugennahe 1/5-Meßstelle	gegenüberliegende 1/5-Meßstelle
Balken I/1/T (90,0 kN):	2,80 mm	2,78 mm
Balken I/2/T (112,5 kN):	3,06 mm	3,28 mm

Die zwischen den Meßstellen eines Balkens noch vorhandenen Unterschiede müssen nun keinesweges aus der durch die Fugenanordnung verursachten Störungszone herrühren. Durchbiegungsmessungen an fugenlosen Stahlbetonbalken weisen ebenfalls Unterschiede an sich entsprechenden Meßstellen in der vorliegenden Größenordnung auf (vgl. [40]).

Das Herausfallen der äußeren Werte der linken Balkenhälfte aus dem Gesamtbild der Betonverformungen des Druckrandes ist durch die im Meßbereich liegende Fuge erklärbar, in der 2 eingefettete PTFE-Folien angeordnet waren. Nach Bild 64 ergaben die Messungen für die über die Fuge reichende, 10 cm lange Strecke Verformungen von 2,626‰ -Balken I/1/T- bzw. 1,375 ‰ -Balken I/2/T-. Die Daten an der entsprechenden Meßstrecke der anderen Balkenseite waren dagegen sehr klein -0,009 bzw. 0,013 ‰.

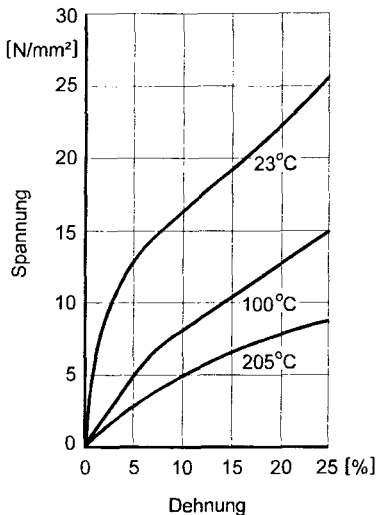


Bild 68. Spannungs-Dehnungs-Linien von PTFE bei Druckbeanspruchung

Bild 68 *) gibt den temperaturabhängigen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung bei Druckbeanspruchung von Fluorkohlenstoffharzen wieder. Daraus ist zu erkennen, daß die eingetretenen Verformungen aber nicht allein aus den beiden, je 1 mm dicken PTFE-Folien resultieren können. In diesem Fall betragen nämlich die Stauchungen über 13% -Balken I/1/T- bzw. $\approx 7\%$ -Balken I/2/T-, denen nach Bild 68 Spannungen von nicht möglicher Größe -18 bzw. 14 N/mm²- entsprechen (vgl. 3.2.1).

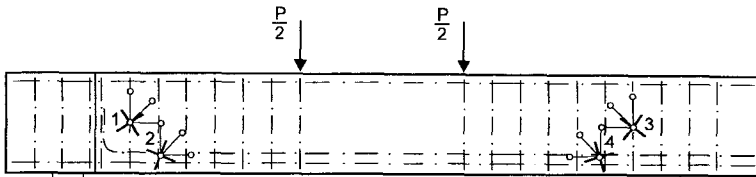
Die Stauchungen können auch durch die zwischen die Folien eingebrachte Fettschicht mitverursacht worden sein.

Der Einfluß des Schwindens ist gering, obschon der Beton mit 0,82 einen großen Wasser-Zement-Faktor hatte. Der Balken lagerte bis zum nachträglichen Betonieren des Auflagers unter feuchten Tüchern und wurde anschließend weiterhin 1 Woche feucht

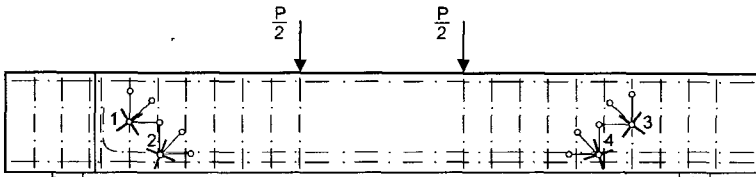
*) Angabe der Fa. Carl Huth u. Söhne, Bietigheim

gehalten. Über den Schwindeinfluß wird noch in Abschnitt 4.2.2 etwas gesagt.

Die in Bild 69 eingetragenen Hauptspannungsrichtungen weisen jeweils wenige Laststufen vor dem Erstversagen der Balken (Werte in Klammern) -Laststufe $P = 85 \text{ kN}$ (92,5 kN) beim Balken I/1/T und Laststufe $P = 105 \text{ kN}$ (115 kN) beim Balken I/2/T- am



Balken I / 1 / T - $P = 85 \text{ kN}$



Balken I / 2 / T - $P = 105 \text{ kN}$

Bild 69. Hauptspannungsrichtungen

nachträglich ergänzten Auflager keine merklichen Unterschiede gegenüber denjenigen am monolithischen Auflager auf. Diese Tatsache bestätigt, daß die Fugenanordnung bis zu diesen Meßstellen keine Veränderung des Kräfteflusses im Balken verursacht hat.

Bei der zweiten Belastung der Balken -die Last wurde kontinuierlich aufgebracht- wurde gegenüber der Erstbelastung eine Steigerung erzielt. Außer den Meßdaten des Schlupfes der Biegezugbewehrung beim Balken I/2/T liegen keine weiteren Daten vor.

Nach der bei Erstbelastung erfolgten, über 1 cm großen Verschiebung im Fugenbereich, bei der die Beanspruchung der Biegezugbewehrung mindestens die $\beta_{0,2}$ -Grenze erreichte -Schlupf trat nicht ein-, wurde dieser Bereich wieder tragfähig. Bei einer Belastung von 150 kN begannen die 2 Schlupf-Meßuhren zu laufen. Der Bruch stellte sich

bei 181 kN plötzlich ein, wobei 1 Schenkel des zwischen Fuge und Auflager angeordneten Bügels brach. In diesem Schenkel war also eine Zugkraft von ≈ 30 kN vorhanden.

Nach Umformung der Gl. (2.22) von B a u m a n n / R ü s c h ergeben sich für die beiden Balken bei Erstbelastung nachstehende Verdübelungskräfte für die letzte Laststufe vor dem Versagen:

$$\text{Balken I/1/T : } V = \sqrt{\frac{1,171}{0,06}} = 4,42 \text{ Mp (44,2 kN)}$$

$$\text{Balken I/2/T : } V = \sqrt{\frac{1,093}{0,06}} = 4,27 \text{ Mp (42,7 kN)}$$

Für δ wurde der Mittelwert aus den 2 gemessenen Verschiebungsdaten eingesetzt; γ vgl. S. 54.

Aus der Verdübelungskraft für den ersten Balken folgt $P+g = 2 \cdot V = 88,4$ kN. Im Versuch betrug $P+g = 93,2$ kN. Beim zweiten Balken ist die Abweichung zwischen dem rechnerisch ermittelten $P+g = 2 \cdot V = 85,4$ kN und dem versuchsmäßig erhaltenen $P+g = 115,7$ kN jedoch beträchtlich.

Die von R a s m u s s e n aufgestellte Gl. (2.5) hat für beide Balken für $l \cdot d_s = 16$ mm als Ergebnis:

$$P_U = 0,89 \cdot 1,6^2 \cdot \sqrt{231 \cdot 4441} \cdot \left(\sqrt{1 + (0,043 \cdot 0,89)^2} - 0,043 \cdot 0,89 \right) = 2223 \text{ kp} \\ (22,23 \text{ kN})$$

Angaben zu den benutzten Größen:

$c = 0,89$ wurde aufgrund der Winkelverdrehung α bestimmt. Als Länge z (vgl. Bild 4) wurde der Abstand Fuge/Bügel -also 2 cm- berücksichtigt. Für δ wurden die gemittelten Verschiebungswerte -nach der Definition von R a s m u s s e n die halben Werte- angesetzt, so daß für beide Balken die Winkelverdrehung $\alpha \approx 0,03$ ist. Der c -Wert wurde dann durch Interpolation zwischen $c = 0,8$ und $c = 1,1$ (vgl. S. 10) ermittelt. Die Prismenfestigkeit des Beton des Balkens I/1/T $\beta_p = 231 \text{ kp/cm}^2$ wurde auch für den zweiten Balken angenommen, für den nur die Prismenfestigkeit des Betons im Alter von 48 Ta-

gen vorliegt, der Versuch aber bereits 13 Tage vorher gefahren wurde. Die β_w -Werte der Betone beider Balken waren am Versuchstag annähernd gleich groß (vgl. Tafel 6, S. 64).

$\beta_s = 4441 \text{ kp/cm}^2$ (444 N/mm^2) vgl. Tafel 5, S. 62)

$\varepsilon = 0,043$ nach Gl. (2.6)

Vorausgesetzt, daß bei den verwendeten $2 d_s = 16 \text{ mm}$ die doppelte Bruchlast erreicht wird, folgt $P_U = 2 \cdot 2 \cdot 22,33 = 88,92 \text{ kN}$. Dieser Wert stimmt mit dem Versuchswert des Balkens I/1/T von $P+g = 93,2 \text{ kN}$ annähernd überein. Für den zweiten Balken trifft das zuvor bei B a u m a n n / R ü s c h Gesagte zu.

Der große Unterschied zwischen den zum Erstversagen führenden Bruchlasten beider Balken überrascht zunächst. Der Grund dafür kann in den ebenfalls stark voneinander abweichenden β_{BZ} -Werten gesehen werden, die $3,49 \text{ N/mm}^2$ (Balken I/2/T) und $4,13 \text{ N/mm}^2$ (Balken I/1/T) betrugen (vgl. Tafel 6, S. 64). Der Beton unter der Biegezugbewehrung hat Einfluß auf die Tragfähigkeit gehabt. Das wird durch das Ribbild bestätigt. Versagen trat bei beiden Balken nach Bildung eines durchgehenden, unter einem Winkel von annähernd 45° verlaufenden Risses ein (vgl. Bild 66, 7. Rib). Die Schub- bzw. Zugfestigkeit des Betons kann als maßgebende Festigkeitsgröße in der Ribfläche angesetzt werden.

Nach R ü s c h [56] entspricht die Schubfestigkeit des Betons etwa gleich der Biegezugfestigkeit, die allerdings nur an Proben des älteren Balkenbetons zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bestimmt wurde. Dennoch sind die Prüfergebnisse des gegenüber dem maßgebenden Neubeton des Auflagerbereiches um 6 bzw. 7 Tage älteren Betons gleicher Kornzusammensetzung vergleichbar.

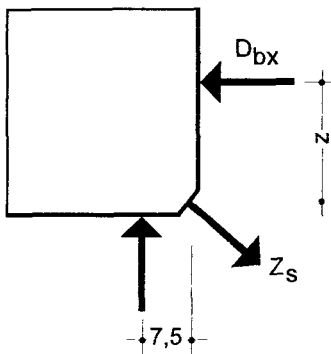
B o n z e l [57] schreibt über den Einfluß des Alters auf die Biegezugfestigkeit des Betons, daß diese bei älteren Versuchen auch nach dem 28. Tag teilweise noch im gleichen Maße wie die Druckfestigkeit zunahm. Bei den heute rascher erhärtenden Zementen kann eine geringere Zunahme des 28-Tage-Wertes vorausgesetzt werden. Für den Beton der Balken und der später angefügten Auflagerstücke wurde ein Zement mit höherer Anfangsfestigkeit verwendet, und die Druckfestigkeit am Tag der Prüfung hatte gegen-

über dem 28-Tage-Wert nur unbedeutend zugenommen (vgl. Tafel 6).

Wenn gleich große Rißflächen zugrunde gelegt werden, so sind durch den größeren β_{BZ} -Wert 75% der Tragfähigkeitssteigerung beim zweiten Balken erklärbar. Der um 24% größeren Bruchlast steht auch ein um 18% höherer σ_{BZ} -Wert gegenüber. Die Größe der für das Versagen maßgebenden Rißfläche muß als ein weiterer Einflußfaktor angesehen werden.

Ein genauer Nachweis des Tragverhaltens bei Zweitbelastung läßt sich nicht führen. Aufgrund der Bruchursache, die in der Zerstörung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton im Auflagerbereich begründet ist, kann darüber folgende Aussage gemacht werden.

Am nachträglich ergänzten Auflagerstück wirken die in Bild 70 vereinfacht dargestellten



Kräfte, wobei Z_s die Resultierende aus der in der Bewehrung vorhandenen Zugkraft und der aus der Belastung, dem Balkengewicht sowie dem Gewicht der Versuchseinrichtung stammenden Querkraft ist. Die Größe der Horizontalkomponente Z_{sH} und damit die Druckkraft D_{bx} kann überschlägig aus den Verbundspannungen ermittelt werden.

Bild 70. Vereinfacht dargestelltes Kräfte-System

Als Rechenwert der Verbundfestigkeit τ_{IR} ist die Verbundspannung definiert, bei der eine Verschiebung des freien Stabendes von $\delta = 0,1$ mm gegenüber dem Beton gemessen wird (vgl. [55]). Tatsächlich ist die eigentliche Verbundfestigkeit vor allem beim vorliegenden Scherverbund viel höher. Sie kann bis zum 2fachen Rechenwert betragen, wobei Verschiebungen bis $\delta = 1$ mm eintreten. Die in [2], Tabelle 19, angegebenen zulässigen Grundwerte der Verbundspannungen τ_I schließen einen Sicherheitsbeiwert von $v \approx 3$ gegenüber dem Rechenwert τ_{IR} ein.

Unter Berücksichtigung des Rißverlaufes infolge Erstbelastung können 20 cm als Verankerungslänge für 2 Stäbe $d_s = 16$ mm der Biegezugbewehrung zugrunde gelegt werden. Beim ersten Nachgeben des Verbundes bei einer Auflast von 150 kN nimmt Z_{sH} unter Einschluß eines Sicherheitswertes von $\gamma = 3$ folgende Größe an:

$$Z_{sH} = 2 \cdot u \cdot \gamma \cdot \tau_1 \cdot a \quad (4.2)$$

$$Z_{sH} = 2 \cdot 5,0 \cdot 3 \cdot 18 \cdot 20 = 10800 \text{ kp (108 kN)}$$

Aus

$$\Sigma M = 0 \quad (4.3)$$

ergibt sich der Hebelarm z zu:

$$z = \frac{76,6 \cdot 7,5}{108} = 5,3 \text{ cm}$$

Beim Bruch betrug die Auflast 181 kN und die Auflagerkraft $A = 92,1$ kN. Beim Scherverbund wird eine Verbundfestigkeit bis zum 2fachen Rechenwert erreicht. Für Z_{sH} und z folgen bei einem γ von 5 bzw. 6 nachstehende Größen:

γ	Z_{sH}	z
5	180 kN	3,8 cm
6	216 kN	3,2 cm

Der Wert für Z_{sH} unter Berücksichtigung von $\gamma = 6$ ist mit 216 kN größer als die Bruchlast der beiden Stäbe $d_s = 16$ mm, die bei 204,2 kN liegt. Z_{sH} kann die errechnete Größe also nicht erreicht haben, da die Stäbe nicht brachen.

Die nach dem Bruch zu beobachtende Schrägstellung des anbetonierten Auflagers, die Bild 71 zeigt, ist durch das Herausgleiten der Biegezugbewehrung beim Überwinden des Verbundes verursacht worden. Das Momentengleichgewicht um das Auflager wurde gestört. Die Betondruckkraft D_{bx} bewirkte das Verdrehen des Auflagers. Neben der Drehung des Auflagers muß noch eine Verschiebung nach außen eingetreten sein, da nur so das Absacken des Balkens möglich wird.

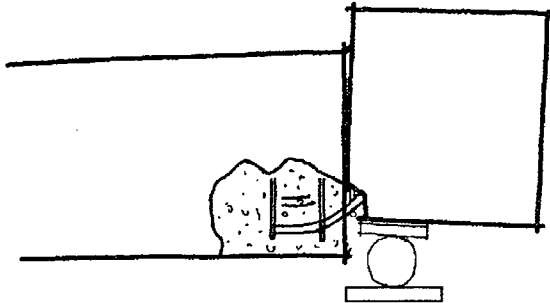


Bild 71. Schrägstellung des angefügten Auflagers -Balken I/2/T- nach Zweitbelastung

4.2 Reihe II

4.2.1 mit glatter Fuge

Mit glatter Fuge wurden 3 Balken geprüft. Die ersten 2 Versuchsbalken hatten keine Bügel im Auflagerbereich. Beim Balken II/3/G wurde eine vertikale Verbügelung angeordnet, um dadurch einen Verankerungsbruch auszuschließen, der Ursache für das Versagen der ersten beiden Balken war. Bei Erstbelastung gelang jedoch gegenüber dem im Auflagerbereich unverbügeltelten zweiten Balken keine Laststeigerung. Lediglich bei Zweitbelastung konnte der dritte Balken mit einer Belastung von $P = 310 \text{ kN}$ bis zur Erschöpfung der Biegedruckzone beaufschlagt werden. Hervorhebenswert ist der Tragfähigkeitsunterschied zwischen dem Balken II/1/G mit $P = 110 \text{ kN}$ und dem Balken II/2/G mit $P = 160 \text{ kN}$.

Bei einer Auflast von $P = 80 \text{ kN}$ kam es beim Balken II/1/G im nachträglich anbetonierten Auflager zur ersten Ribbildung, und zwar stellte sich neben einem Schrägriß von der Betonierfuge bis zum Auflagerbeginn auch ein Rib in horizontaler Richtung oberhalb der 2 in Auflager reichenden Stäbe der Biegezugbewehrung ein. Die Ribbildung hatte einen wesentlichen Einfluß auf die Vertikalverschiebungen am unteren Balkenrand (Bild 54 und 55). Beim zweiten Balken konnten dagegen die ersten Risse bei einer Pressenlast von $P = 140 \text{ kN}$ wahrgenommen werden. Die Verschiebungswerte lagen unterhalb den-

jenigen des ersten Balkens.

Durch die vertikale Verbügelung des Auflagerbereiches beim dritten Balken konnte die bei den 2 vorausgegangenen Versuchsbalken zu beobachten gewesene Horizontalrißbildung über der Biegezugbewehrung vermieden werden. Bei diesem Balken wurden die ersten Schrägrisse bei einer Belastung von $P = 120 \text{ kN}$ sichtbar (Bild 50). Beachtlich ist bei der Laststufe $P = 140 \text{ kN}$ die Zunahme der vertikalen Verschiebungswerte. So wuchs die Verschiebung an der Meßstelle 6 von 0,04 auf 0,63 mm. An der Balkenoberseite wurde durch die Meßuhr an der Meßstelle 2 ein Anstieg von 0,04 auf 0,44 mm verzeichnet. Bei der folgenden Laststufe war dann die Tragfähigkeit bei Erstbelastung erreicht.

Unterschiede zwischen den vertikalen Verschiebungen an der oberen und unteren Balkenseite wurden nicht nur bei diesen 3 Versuchsbalken, sondern auch bei den nachfolgenden Balken festgestellt. Sie können im Ausbrechen der Biegezugbewehrungsstäbe an der Balkenunterseite, im Eindringen des Balkenbetons über diesen Stäben und im Abplatzen eines Teiles der Biegedruckzone begründet sein.

Der vor der Betonierfuge liegende Bügel des Auflagerbereiches wurde bis $P = 100 \text{ kN}$ nicht beansprucht (Bild 61). Bei der nächsten Laststufe, bei der sich die ersten Schrägrisse bildeten, näherte sich die Beanspruchung in einem Bügelschenkel der $\beta_{0,2}$ -Grenze. Die großen Abweichungen zwischen den Daten der außen und innen am Bügelschenkel angebracht gewesenen Dehnungsmeßstreifen, wie sie auch in Bild 62 und 63 erkennbar sind, können auf die in dieser Höhe noch nicht gleichmäßig verteilte Spannung im Schenkel zurückgeführt werden, die durch das Aufliegen der Biegezugbewehrungsstäbe auf den Bügel verursacht wird.

Meßbare seitliche Verschiebungen in horizontaler Richtung ergaben sich nur beim Balken II/3/G (Bild 56 und 57). Sie lassen ganz allgemein auf eine Torsionslabilität bei Fehlen einer oberen Bewehrung schließen. An der Unterseite des Balkens II/1/G wurde der größte Öffnungswert der Fuge mit annähernd 1,2 mm verzeichnet (Bild 58 und 59).

An den monolithischen Auflagern aller 3 Balken konnten keine Risse festgestellt werden, wodurch unterstrichen wird, daß die Fugenausbildung zusammen mit der Bewehrungsanordnung und -führung und nicht etwa die Anordnung sowie Führung der Bewehrung

allein den Bruch bewirkt haben.

Grundsätzlich sind 2 Ursachen für das Versagen im Fugenbereich möglich, nämlich Druckbruch oder Gleitbruch. Solange der Winkel Φ zwischen der Fugennormalen und der Kraftrichtung einen kritischen Wert nicht übersteigt, erfolgt der Bruch durch Zerstörung des Betons. Bei großen Winkeln wird dagegen die Belastbarkeit durch Gleiten in der Fugenebene begrenzt. Beim Balken II/3/G offenbarte sich ein Gleitbruch. Bei den zwei zuvor geprüften Balken war Gleitbruch wegen des Fehlens der vertikalen Verbügelung im nachträglich ergänzten Auflager und dem damit verbundenen Verankerungsbruch nicht möglich.

Aufbauend auf die vorstehend dargestellten Meßergebnisse kann zum Tragverhalten der 3 Versuchsbalken folgendes gesagt werden: Gegenüber den 2 Balken der Reihe I mit den eingefetteten, doppelten PTFE-Folien in der Fuge kann bei diesen Balken neben der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung auch die Möglichkeit der Querkraftübertragung im Bereich der Druckzone untersucht werden, da für die glatten Betonfugenflächen ein bedeutend größerer Reibungswiderstand W_R in Ansatz zu bringen ist. Außerdem muß nach [3] der Scherhaftwiderstand -der Widerstand gegen Verschieben bei Beanspruchung durch Scherkräfte parallel zur Fugenrichtung- berücksichtigt werden.

Auf der Querkraftübertragung in der Fuge sind also die Verdübelungswirkung V , der Reibungswiderstand $W_R = \mu_R \cdot D_{bN}$ und der Scherhaftwiderstand W_H beteiligt. Ein Gleiten in der Fuge tritt nach Überwinden der Haftung ein.

Charakteristisch für das Tragverhalten der Balken mit glatter Fugenfläche ist der Balken II/3/G, weil bei den 2 anderen Balken ohne Vertikalbügel im nachträglich ergänzten Auflagerbereich Verankerungsbruch Versagensursache war.

Beim Balken II/3/G mit vertikaler Verbügelung im ergänzten Auflager wurde die Rißbildung in diesem Bereich bei einer Auflast von $P = 120$ kN erzeugt, und die Tragfähigkeit war wie beim zweiten Balken bei $P = 160$ kN erreicht. Im Gegensatz zu den 2 vorangegangenen Versuchsbalken wurde die Bildung horizontaler Risse über der Biegezugbewehrung durch die Bügel verhindert. Die Verbügelung ist auch für das in Bild 50 erkennbare Abtrennen des oberen Teiles der nahe dem Auflager nur noch schwach ausge-

prägten Druckzone verantwortlich. Ferner vereitelten die Bügel das Wegdrehen des in der Fuge und über der Biegezugbewehrung abgetrennten Auflagerstückes. Der Horizontalriß in der Druckzone bildete sich dort, wo die vertikal wirkenden Zugspannungen im Beton nicht mehr überdrückt wurden.

Die Auflagerverbügelung hat die Tragfähigkeit des Balkens bei Erstbelastung nicht beeinflusst, wie ein Vergleich mit dem zweiten Balken beweist. Sie führte allerdings dazu, daß bei Zweitbelastung die Auflast bis zum Bruch der Biegedruckzone zwischen den Eintragungspunkten der 2 Einzellasten gesteigert werden konnte. Die vertikalen Verschiebungen im Fugenbereich nahmen dabei auf ca. 2,5 cm zu.

Der Neigungswinkel der resultierenden Betondruckkraft D_b hatte annähernd die Größenordnung der an den Meßstellen 1 und (5) der $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten -Anlage 1- erhaltenen Winkel. Für diese Meßstellen ist bei einer Belastung von $P = 140 \text{ kN}$ -also 1 Laststufe vor dem Versagen bei Erstbelastung- der Winkel $\approx 127^\circ$, am monolithischen Auflagerbereich $\approx 126^\circ$. Daraus kann der Winkel Φ zu

$$\Phi = 127^\circ - 90^\circ = 37^\circ$$

bestimmt werden. Er liegt in einem Bereich, bei dem nach Literaturangaben (vgl. 2.1.1) mit Gleiten zu rechnen ist.

Die Größen der resultierenden Betondruckkraft D_b und der Horizontalkomponente $D_{bx} = Z_s$ lassen sich aus dem in Bild 72 und 73 vereinfacht dargestellten Kräfte-System und Kräfte-Dreieck errechnen:

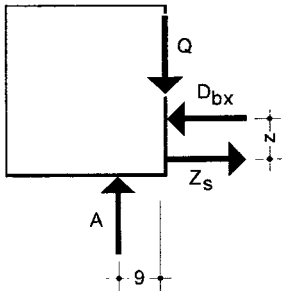


Bild 72. Vereinfacht dargestelltes Kräfte-System

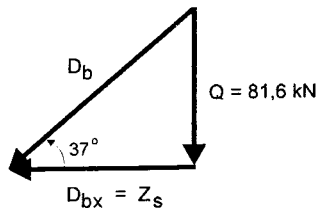


Bild 73. Kräfte-Dreieck

$$D_b = \frac{81,6}{0,6018} = 135,6 \text{ kN}$$

$$D_{bx} = Z_s = \frac{81,6}{0,7536} = 108,3 \text{ kN}$$

Der Hebelarm z der inneren Kräfte wird nach Bild 72

$$\Sigma M = 0 \quad (4.3)$$

$$z = \frac{81,6 \cdot 9}{108,3} = 6,8 \text{ cm}$$

Der Angriffspunkt von D_b im Fugenbereich hat demnach von Balkenunterkante eine Höhe von $3,2 + 6,8 = 10,0 \text{ cm}$.

4.2.2 mit brettrauher Fuge

Von den 2 Balken mit brettrauher Betonierfuge ist nur der erste Versuchsbalken für das größtmögliche Tragverhalten aussagefähig. Beim Balken II/2/B führte ein Nachgeben des Prüfgerüsts bei einer Belastung von $P = 160 \text{ kN}$ zum Abbruch des Versuches (vgl. 3.6.1). Dieses unvorhergesehene Ereignis war insofern aufschlußreich, als es eindeutig unter Beweis stellt, daß auch diese Fugenausbildung für die praktische Anwendung unzureichend ist, obschon mit dem ersten Balken volle Tragfähigkeit erzielt wurde.

Bei der erneuten Belastung dieses Balkens kam es bei der Auflast von $P = 300 \text{ kN}$ zum Versagen im Fugenbereich. Das Bruchbild ähnelte demjenigen des Balkens II/3/G mit glatter Fugenfläche. Allerdings war die abgerissene Druckzone des Balkens an der Fuge höher und der Rißverlauf von der Fuge zur Balkenoberseite wesentlich schräger. Das hat die größere Belastung - 160 kN beim Balken II/3/G und 300 kN beim Balken II/2/B - bewirkt. Der Riß vom Auflager zur Fuge verlief erheblich steiler. Er war unter 68° geneigt (unter 45° beim Balken II/3/G).

Beim ersten Balken sind die gemessenen Vertikalverschiebungen sowohl an der oberen als auch an der unteren Balkenseite klein (Bild 52 bis 55). Als Größtwert wurde an der Unterseite bei einer Belastung von $P = 280 \text{ kN}$ $0,12 \text{ mm}$ abgelesen, unter rechnerischer Gebrauchslast $0,01 \text{ mm}$. Die seitlich am Versuchsbalken angeordneten Meßuhren sprachen nicht an. Die maximalen Meßdaten für das Öffnen der Betonierfuge an der Bal-

kenunterseite waren 0,30 und 0,31 mm (Bild 58 und 59), unter rechnerischer Gebrauchslast $\approx 0,1$ mm.

Der Bruch bei Erstbelastung vollzog sich infolge Erschöpfung der Biegedruckzone. Die Betonierfuge hielt den Beanspruchungen stand. Die Ausführung der Fugenoberfläche, für die eine ungehobelte Bretterschaltung benutzt wurde, wirkte sich gegenüber den Balken mit glatter Fugenoberfläche vorteilhaft aus. Allgemein läßt sich also sagen, daß zwischen beiden Herstellungsarten ein wesentlicher Unterschied in der Balkentragfähigkeit besteht.

Die niederländischen Versuche mit vorgefertigten Konsolen [18] lassen ebenso wie die von B a s l e r / W i t t a in [59] zusammengetragene Übersicht über verschiedenartige Versuche zur Ermittlung der Verbundfestigkeit erkennen, daß eine raue Fuge einer glatten in der Tragfähigkeit überlegen ist. Diese Ergebnisse decken sich mit den eigenen Versuchsdaten.

Die Versuche von F r a n z [6] zeigen, daß sich bei kleinen Längskräften Haftung und Verzahnung bemerkbar machen, die bei größeren Verschiebungen um 1 mm sowie deutlicher Rißbildung zerstört werden. F r a n z hatte bei einer Prüfkörperhöhe von 20 cm allerdings nur in der Mitte eine dreieckförmige Verzahnung mit einer Kathetenlänge von 2 cm und einer Höhe von 1,5 cm gewählt und die 1,5 cm breite Fuge vermörtelt. Er schlägt vor, für die Praxis nur den Querkraftwert infolge Reibung als maßgebend zu betrachten. Wenn F r a n z auch die Mitwirkung der Verzahnung im Gebrauchszustand nicht bestreitet, so stellt sein Vorschlag -würde dieser verallgemeinert- wohl doch eine zu große Vereinfachung dar. Bei den eigenen Versuchen wurden Vertikalverschiebungen in der Größenordnung von 1 mm selbst im Bruchzustand nicht erreicht (Bild 52 bis 55). Hier kann folglich die Verzahnung nicht zerstört worden sein.

Aus seinen Versuchsergebnissen zieht F r a n z folgenden Schluß: Die bezogene Bruchquerkraft erreicht praktisch unabhängig von der Größe der Längskraft $\approx 70\%$ hiervon.

Das entspricht einem Gleitwinkel Φ von 35° . Voraussetzung dafür ist, daß die Längskraftkomponente aufgenommen werden kann. Dann allerdings muß Reibung übertragen werden können. Die Lage der Längskraft im Querschnitt, d. h., vom gleichzeitig wirkenden Biegemoment, ist unbedeutend.

Der Reibungswiderstand W_R , der sowohl bei glatter als auch möglicherweise bei brett-rauher Fugenausbildung für die Übertragung der Querkraft von wesentlichem Einfluß ist, kann nur wirksam werden, wenn die beiden Fugenufer ohne Zwischenraum aneinander gekoppelt sind. Die Frage des Schwindens bedarf somit einer Erörterung, bei der diese zeitabhängige Formänderung weniger mit Blick auf die eigenen Versuche als vielmehr in der Projektion auf die praktischen Gegebenheiten gesehen werden soll.

Das Schwinden vollzieht sich bekanntlich nur bei dünnen Baukörpern annähernd gleichmäßig. Es beginnt stets an den Außenflächen der Bauteile und erfährt durch die inneren Zonen eine Behinderung, woraus besonders bei dicken Baugliedern innere Spannungen entstehen. Durch diese Eigenspannungen können Risse hervorgerufen werden.

In Bild 74 ist der zeitliche Ablauf des Schwindens beider Betone unter der Voraus-

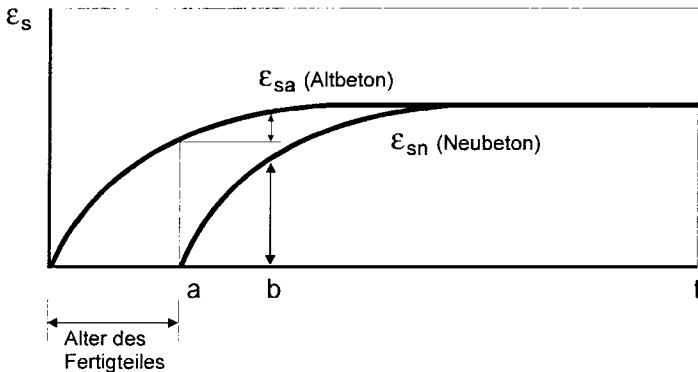


Bild 74. Verlauf des Schwindens in beiden Betonen

setzung dargestellt, daß dieser beim alten und frischen Beton gleich groß ist. Je größer die Betonierpause ist, um so kleiner ist die Schwindverkürzung und damit die Zugbeanspruchung in der Fugenfläche. Ein möglichst großer Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton wirkt sich also günstig aus.

Im Bewehrungsbereich bleibt das Schwinden ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit der beiden Betonoberflächen. Außerhalb dieser Bereiche ist allerdings vorzeitige Schwindriß-

bildung möglich. Eine Verzahnung der Flächen ist daher notwendig.

Das Schwinden erfordert mit Blick auf die Rißbildung in der Betonierfuge und die sich daraus möglicherweise ergebende Korrosionsgefahr Beachtung.

Die Ansichten über die zulässigen Rißbreiten sind recht unterschiedlich. Nach Untersuchungen und theoretischen Überlegungen, über die S c h i e ß l [60] berichtet, ist bei ausreichendem Feuchtigkeitsgehalt des Betons bei der elektrochemischen Korrosion von Stahl in Beton, bei der fast nur Sauerstoff verbraucht wird, allein die Sauerstoffkonzentration in unmittelbarer Umgebung der Bewehrung für die Korrosionsgeschwindigkeit maßgebend. Mit Hilfe der Fick'schen Diffusionsgesetze [61] wird der Nachweis erbracht, daß der für die Korrosion erforderliche Sauerstoff in den Rissen und im ungerissenen Beton bei üblichen Betondeckungen nahezu ungehindert von der Betonaußenseite zu der Bewehrung nachdiffundieren kann. Die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in karbonatisiertem Beton ist demnach nahezu unabhängig von Rißbreite und Betondeckung. Der Stabdurchmesser und die Verteilung der Bewehrung im Querschnitt sind so zu wählen, daß die Rißbreiten klein bleiben. Durch geeignete Wahl der Betondeckung ist auszuschießen, daß die Karbonatisierung gefährlich werden kann.

4.2.3 mit verzahnter Fuge

Der Balken mit verzahnter Fuge hatte eine verstärkte Druckzone. Die 2 Montagestäbe $d_s = 10$ mm BSt 420 S entfielen. Dafür wurden 3 Stäbe $d_s = 16$ mm BSt 420 S eingelegt. Die Balkentragfähigkeit konnte dadurch auf $P = 350$ kN gesteigert werden. Die letzte vollständige Ablesung der Meßergebnisse erfolgte bei einer Auflast von $P = 320$ kN. Bei $P = 340$ kN begannen die Durchbiegungsmeßuhren zu laufen. Aus Sicherheitsgründen wurden die Meßinstrumente daraufhin abgebaut und die Auflast erhöht. Erwartungsgemäß war nicht die Fuge die schwächste Stelle, sondern die Biegedruckzone.

Die Vertikalverschiebungen waren sogar noch unmittelbar vor dem Versagen des Balkens klein. Die eine der beiden oberen Meßuhren sprach überhaupt nicht an, während an der Meßstelle 1 0,01 mm als Maximalwert angezeigt wurde (Bild 52 und 53). Unbedeutend blieben auch die an der Balkenunterseite gemessenen Werte. Die Meßstelle 8 lieferte mit 0,11 mm das größte Ergebnis (Bild 54 und 55). Die horizontalen Verschiebungen

sind in Bild 56 und 57 aufgetragen. Überraschend ist, daß trotz der Verzahnung an der unteren Meßstelle 4 bei $P = 340 \text{ kN}$ ein Verschiebungswert von $0,06 \text{ mm}$ verzeichnet wurde. Bei der rechnerischen Gebrauchslast betrug die Verschiebung jedoch nur $0,01 \text{ mm}$.

Die Versuchsergebnisse für das Öffnen der Fuge an der Balkenunterseite verdienen Beachtung (Bild 58 und 59). Der Größtwert erreichte bei $P = 320 \text{ kN}$ $0,48 \text{ mm}$. Das maximale Meßergebnis bei der maßgebenden rechnerischen Gebrauchslast war $\approx 0,26 \text{ mm}$.

Der Vorteil einer Verzahnung für das Übertragen von Querkraften aus dem Balken in das anbetonierte Auflager wird bei einem Vergleich dieser Meßdaten mit denjenigen der zuvor geprüften Balken deutlich.

Aus Bild 63 geht hervor, daß die Beanspruchungen im Bügel zwischen Fuge und Auflager beträchtlich kleiner als bei glatter Fugenoberfläche (Bild 61) sind. Bei brettrauher Fugenausbildung sind aufgrund der geringen vertikalen Verschiebungen an der Balkenunterseite (Bild 54 und 55) ähnliche Beanspruchungswerte wie bei der verzahnten Fuge zu erwarten. Die Meßergebnisse des Balkens II/2/B, die in Bild 62 aufgetragen wurden, sind wegen der besonderen Prüfumstände mit denjenigen der anderen Balken mit Vorsicht zu vergleichen (sh. 3.6.1).

Eine verzahnte Fuge ist für die Übertragung von Querkraften am besten geeignet. Die Vertikalkomponente der im zu untersuchenden Fall geeigneten Betondruckkraft D_b wird durch die Verzahnung übertragen. Die horizontale Komponente erzeugt Druckspannungen, die auch über die Fuge hinweg gut übertragbar sind. Nach P a s c h e n / S o l l i c h [62] ist mit keiner spürbaren Tragkraftminderung zu rechnen, wenn sich die Druckfestigkeiten der zusammengefügt Bauteile entsprechen. Gelingt das nicht ganz, so ist das Risiko nach ihren Untersuchungsergebnissen offenbar gering.

4.2.4 Vergleichende Betrachtung

In Tafel 8 sind die Versuchsbruchlasten je Auflager, die nach der Scher-Reibungs-Hypothese mit Gl. (2.26) errechneten Bruchlasten und die für $\tan \Phi$ gewählten Größen aufgeführt.

Tafel 8. Gegenüberstellung der Bruchlasten

Balken- bezeichnung	$\tan \Phi$	T_U (Vers.) [kN]	T_U (Gl. 2.26) [kN]
II/1/G	0,8	56,6	142,1
II/2/G	0,8	81,6	142,1
II/3/G	0,8	81,6	142,1
II/1/B	1,4	151,6 ^{*)}	248,7
II/2/B	1,4	151,6	248,7
II/1/V	1,7	176,6 ^{*)}	302,0

^{*)} Versagen der Biegedruckzone

Die Versuchsbruchlasten liegen bei den 3 Balken mit glatter Fugenoberfläche und beim Balken II/2/B, bei denen der Fugenbereich versagte, erheblich unter den Rechenwerten. Selbst unter Berücksichtigung des von Birkeland / Birkeland angegebenen Grenzwertes für β_S von 4200 kp/cm² (420 N/mm²) -bei der Ermittlung der theoretischen Bruchlasten wurde der Prüfwert $\beta_S = 4441$ kp/cm² (444 N/mm²) zugrunde gelegt- und einer möglichen Abminderung von $\tan \Phi$ -so wird $\tan \Phi = 1,4$ für künstlich angeraute Verbundflächen empfohlen- können die im Versuch erzielten Bruchlasten die rechnerisch zu erwartenden auch nicht erreichen. Die Bruchtragfähigkeit des Fugenbereiches des Balken II/1/B und II/1/V ist unbekannt, weil die Biegedruckzone Versagensursache war.

Es muß also davon ausgegangen werden, daß die Beanspruchung des Fugenbereiches beim nachträglich ergänzten Auflager ungünstiger als die bei der Scher-Reibungs-Hypothese zugrunde liegende Scherbeanspruchung ist. Ein Vergleich der Versuchsergebnisse der Reihe II mit den in Abschn. 2.1.1 wiedergegebenen Konsolenversuchen ist daher naheliegend.

Das nachträglich ergänzte Auflagerstück kann als Konsole betrachtet werden. Die Auflagerkraft entspricht der Scherkraft auf einer Konsole, die Fuge zwischen Alt- und Neubeton einer Konsolenscherfläche (vgl. Bild 27). Nach M a s t [34] liegt bei $a/d < 0,7$ ein Scherproblem vor. Mit $a/d = 0,28$ wird diese Voraussetzung erfüllt.

Ein Vergleich mit den vorgefertigten, in eine Wand an- bzw. einbetonierten Konsolen

[18] drängt sich auf. Die Versuche in den Niederlanden ergaben unbefriedigende Tragfähigkeiten bei glatten und rauen Fugenflächen. Nur mit eingebundenen Konsolen wurde die volle Tragfähigkeit erzielt. Der Bruch erfolgt durch Fließen der Bewehrung. Das wäre auch bei einer monolithisch mit der Wand verbundenen Konsole aufgetreten.

Bei den eigenen Versuchen wurden sowohl mit glatter als auch mit brettrauer Fugenfläche ebenfalls unzureichende Ergebnisse erzielt. Letztlich kann auch bei brettrauer Anschlußfläche ein Gleitbruch nicht ausgeschlossen werden. Volle Tragfähigkeit wurde mit der eingebundenen Konsole ebenso erreicht wie mit der verzahnten Fuge beim nachträglich ergänzten Auflager.

Die an den Konsolen gemessenen horizontalen und vertikalen Verschiebungen sind bei einer rauen Anschlußfläche etwas günstiger als bei einer glatten Fläche. Bei höheren Belastungen sind vor allem die vertikalen Verformungen sehr groß. Eingebundene Konsolen verhalten sich wesentlich günstiger.

Für das nachträglich ergänzte Auflager trifft das Zuvorgesagte nicht zu. Während die glatte Fugenausbildung gleichfalls die größten vertikalen und horizontalen Verschiebungen erfährt, ist die Verzahnung der brettrauen Fuge offenbar nicht überlegen. Bei den Öffnungswerten liefert die verzahnte Fugenfläche sogar ein deutlich schlechteres Ergebnis.

4.3 Reihe III

Beim Balken III/1/G trat der Bruch bei einer Belastung von $P = 320 \text{ kN}$ durch das Versagen der Betondruckzone zwischen den beiden Lasteintragungspunkten ein. Der Balken III/2/G erreichte mit verstärkter Druckzone 340 kN . Bei dieser Belastung wurde der Beton im monolithischen Auflagerbereich infolge des Leibungsdrucks der hochgeführten Stäbe abgesprengt. Aufgebogene Stäbe wirken an den Biegestellen auf den Beton längsspaltend. Der Balken wurde anschließend bei verkürzter Stützweite -von $2,00 \text{ m}$ auf $1,66 \text{ m}$ verkleinert- erneut belastet. Dabei erfolgte eine einseitige Absprengung des Betons im Bereich des nachträglich angefügten Auflagers bei einer Auflast von 420 kN , die kontinuierlich aufgebracht worden war.

Für die Aufnahme der Querkraft im Bereich der Fuge kommen die Verdübelungswirkung, die Betondruckzone und die 2 schräg ins Auflager laufenden Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$ der Biegezugbewehrung in Betracht.

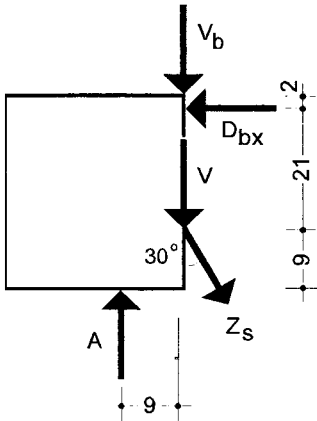


Bild 75 zeigt die am ergänzten Auflager angreifenden Kräfte. Die Maßangabe für die Höhe der Einmündung der unter 60° wirkenden Zugkraft Z_s beruht auf Messungen vor dem Einbringen des Auflagerbetons. Aufgrund der aufgenommenen Fotos kann die mittlere Höhe der Betondruckzone im Fugenbereich zu 5 cm angenommen werden. Die Lage der resultierenden Druckkraft D_b ergibt sich daraus zu $\approx 2 \text{ cm}$. Der Hebelarm liegt somit fest und beträgt 21 cm.

Bild 75. Vereinfacht dargestelltes Kräfte-System

Aus der Gleichgewichtsbedingung nach Gl. (4.3) läßt sich die GröÙte der Horizontal-komponente $Z_{sH} = D_{bx}$ ermitteln:

$$\text{Balken III/1/G: } Z_{sH} = D_{bx} = \frac{161,6 \cdot 0,09}{0,21} = 69,26 \text{ kN}$$

$$\text{Balken III/2/G: } Z_{sH} = D_{bx} = \frac{171,6 \cdot 0,09}{0,21} = 73,54 \text{ kN}$$

Aus dieser Komponente und den bekannten Winkeln ergeben sich nachstehende GröÙen für die Vertikalkomponente Z_{sV} sowie für Z_s :

	Z_{sV}	Z_s
Balken III/1/G:	119,96 kN	138,52 kN
Balken III/2/G:	127,38 kN	147,08 kN

Von der im Fugenbereich der Balken zu übertragenden Querkraft können die Anteil Z_{sV} subtrahiert werden, so daß auf die Verdübelungswirkung und auf die Betondruckzone

entfallen:

Balken III/1/G: $V + V_b = 41,64 \text{ kN}$

Balken III/2/G: $V + V_b = 44,22 \text{ kN}$

Aus Bild 65 ist zu erkennen, daß der Druckrand im Fugenbereich gestaucht wurde. Die eingetretene Stauchung wurde größtenteils durch das Aufreißen der Betonierfuge von Balkenunterkante bis $\approx 5 \text{ cm}$ unterhalb der Balkenoberkante bewirkt. Die Öffnungswerte für die Fugen beider Versuchsbalken liegen an der Balkenunterseite zwischen 1,60 und 2,07 mm (Bild 58 und 59), unter rechnerischer Gebrauchslast zwischen 0,84 und 1,30 mm.

Mit der Problematik der Übertragung eines Querkraftanteiles durch die Betondruckzone haben sich mehrere Forscher beschäftigt. Eine Zusammenstellung von Arbeiten wird u. a. von G o d y c k i - C w i r k o [63] gegeben. Für die Ermittlung der Größe von V_b erschien für den vorliegenden Fall die Anwendung des Verfahrens von V i s y [64] als zweckmäßig.

Nach V i s y wird V_b zu:

$$V_b = n \cdot \beta_{BD} \cdot \zeta \cdot h \cdot b \quad (4.4)$$

V i s y nimmt an, daß die Betonspannungen in der Druckzone gleichmäßig verteilt sind. Auch für die durch die Betondruckzone aufzunehmenden Schubspannungen setzt er eine gleichmäßige Spannungsverteilung voraus. Beide Annahmen entsprechen also nicht den tatsächlichen Spannungsverläufen.

Die in der Gleichung von V i s y stehende Biegedruckfestigkeit des Betons β_{BD} ist eine in Deutschland nicht mehr gebräuchliche Festigkeitsgröße. Früher wurde gelegentlich die Biegeprobe herangezogen, um die Druckfestigkeit des Betons mit den auf der Baustelle vorhandenen einfachen Mitteln feststellen zu können. Von dieser Methode wurde abgesehen, da die bei der Auswertung angenommene geradlinige Druckspannungsverteilung wirklichkeitsfremd war. Der Biegedruckfestigkeit β_{BD} kommt die Prismenfestigkeit β_p wohl am nächsten.

V i s y geht neben der gleichmäßigen Verteilung der Betonspannungen $\sigma_b = \sigma_x$ in der

Druckzone weiter davon aus, daß im Bruchzustand $\sigma_x = \beta_{BD}$ ist. Mit n wird das Verhältnis der Schubspannung τ_{xy} zu der Biegedruckfestigkeit β_{BD} bezeichnet. Für die Bestimmung der Größe von V_b nach Gl. (4.4) ist nur noch n zu errechnen, da

$$D_b = \beta_{BD} \cdot \zeta \cdot h \cdot b \text{ ist.}$$

$$\text{Balken III/1/G: } n = \frac{40,50}{251} = 0,161$$

$$\text{Balken III/2/G: } n = \frac{43,01}{254} = 0,176$$

Damit wird V_b :

$$\text{Balken III/1/G: } V_b = 0,161 \cdot 69,26 = 11,15 \text{ kN}$$

$$\text{Balken III/2/G: } V_b = 0,176 \cdot 73,54 = 12,94 \text{ kN}$$

Auf die Verdübelungswirkung entfallen demnach ≈ 30 kN. Nach Gl. (2.25) wird V zu:

Balken III/1/G:

$$V = 2 \cdot 0,2 \cdot 1,6^2 \cdot 4441 \cdot \sin 60^\circ \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{246}{0,03 \cdot 4441 \cdot \sin^2 60^\circ}} - 1 \right] = 2143,579 \text{ kp}$$

(21,44 kN)

Balken III/2/G:

$$V = 2 \cdot 0,2 \cdot 1,6^2 \cdot 4441 \cdot \sin 60^\circ \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{287}{0,03 \cdot 4441 \cdot \sin^2 60^\circ}} - 1 \right] = 2431,088 \text{ kp}$$

(24,31 kN)

Die Rechenergebnisse nach der von D u l á c s k a [24] aufgestellten Gleichung reichen also in die Größenordnung des für V noch zur Verfügung stehenden Querkraftanteiles.

Bei den oberen Meßstellen für die vertikalen Verschiebungen wurden entweder keine oder nur Werte von unbedeutender Größenordnung verzeichnet (Bild 52 und 53). Als größter Verschiebungswert wurde 0,02 mm gemessen - Meßstelle 2, Balken III/1/G-. Besonders beachtenswert sind dagegen die an der Balkenunterseite erfolgten Vertikalverschiebungen, die nach Bild 54 und 55 in einem Bereich zwischen 0,35 und 0,49 mm liegen. Die Verschiebungswerte unter der rechnerischen Gebrauchslast reichten von 0,05

bis 0,23 mm. Das Rißbild des fugennahen Auflagerbereiches des Balkens III/1/G läßt den Grund für die unterschiedlichen Vertikalverschiebungen am oberen und am unteren Balkenrand erkennen. Die Betondruckzone verhinderte ein Verschieben der oberen Fugenaufer. Die unterhalb dieser Zone verlaufenden Horizontalrisse ermöglichten Vertikalverschiebungen im Zugzonbereich der Balken, in dem die Betonierfuge geöffnet war. Die Öffnungswerte für diese Fuge betrugen an der Balkenunterseite zwischen 1,60 und 2,07 mm und waren deutlich größer als diejenigen Werte aller anderen Versuchsbalken, mit denen eine vergleichbare Tragfähigkeit erzielt wurde. Die seitlichen Verschiebungen stehen mit einem unterschiedlich starken Eindrücken der Biegezugbewehrungsstäbe in den Auflager- bzw. Balkenbeton im Zusammenhang, woraus auch die Unterschiede an den balkenunterseitig angebrachten Meßstellen für die Vertikalverschiebungen resultieren.

Bei den Durchbiegungsdaten ist zwischen den Meßergebnissen des ersten Balkens und denjenigen des zweiten Versuchsbalkens mit verstärkter Druckzone kein Unterschied feststellbar.

Charakteristisch für die Stauchungen am oberen Balkenrand sind neben den gegenüber allen anderen Versuchsbalken hervortretenden Meßergebnissen der über den Auflagern beginnenden Meßstrecken 1 und 12 die Daten der Meßstrecken 4 und 9 (Bild 65). Die Stauchungen der äußeren Meßstrecken beruhen auf der vorstehend nachgewiesenen Betondeckung D_b und auf dem Aufreißen der Betonierfuge bzw. der ähnlichen Rißbildung im monolithischen Auflagerbereich. Das starke Abklingen der Stauchungen innerhalb der Meßstrecken 4 und 9 hängt offenbar mit der Biege- und Schubrißbildung zusammen.

Das Verstärken der Druckzone beim zweiten Versuchsbalken führte bei einer um 20 kN größeren Prüflast gegenüber dem ersten Balken bei $P = 340$ kN infolge Querkzugspannungen aus den Umlenkkraften der 2 Stäbe der Biegezugbewehrung zum Absprengen der Betondeckung im monolithischen Auflagerbereich. Während bei Erstbelastung der gesamte Beton zerbrach, stellte sich bei Zweitbelastung mit verkürzter Stützweite die in Bild 76 zu sehende -nur einseitig erfolgte- seitliche Betonabsprengung am nachträglich anbetonierten Auflager ein.

Für die praktische Anwendung muß sichergestellt sein, daß bei Gebrauchslast die Quer-

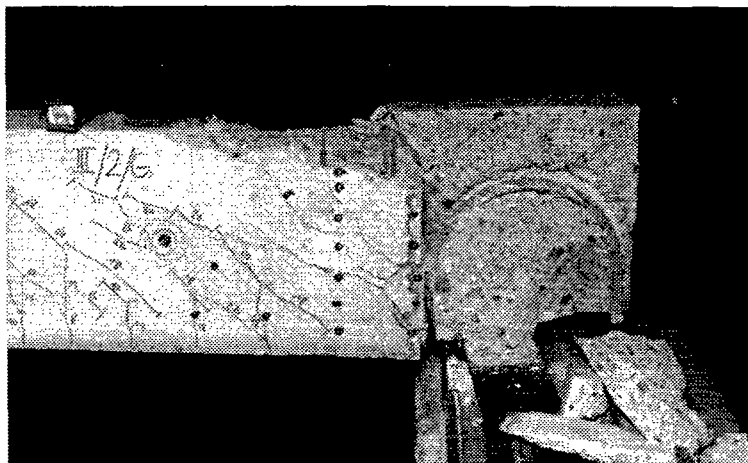


Bild 76. Balken III/2/G - Zweitbelastung
Zerstörung des nachträglich anbetonierten Auflagers

zugspannungen σ_y in Abhängigkeit von \ddot{u} nicht zul σ_{bZ} überschreiten.

Nach L e o n h a r d t [65] kann max σ_y zu

$$\max \sigma_y = 0,05 \cdot \frac{\pi}{r} \cdot \sigma_s \cdot \frac{d_s^2}{\ddot{u}} \leq \text{zul } \sigma_{bZ} \quad (4.5)$$

und

$$\min r \geq \frac{0,05 \cdot \pi \cdot \sigma_s \cdot d_s^2}{\text{zul } \sigma_{bZ} \cdot \ddot{u}} \quad (4.6)$$

angenommen werden, wobei

$$\text{zul } \sigma_s = \beta_s / 1,75$$

$$\beta_{bZ} = 0,5 \cdot \sqrt[3]{\beta_{WN}} \quad \text{und}$$

$$\sigma_{bZ} = \beta_{bZ} / 6$$

zu setzen sind. Daraus ist zu folgern, daß für das Aufbiegen und Krümmen der Biegezugbewehrungsstäbe der größtmögliche Radius gewählt werden soll.

Aus konstruktiven Gründen konnte der Biegerollendurchmesser d_B bei den 2 Versuchsbalken nur zu $15 d_s = 24 \text{ cm}$ nach [2], Tabelle 18, gewählt werden. Nach [65] ergibt sich keine Gefahr des Herausscherens, wenn beim verwendeten B 25 mindestens mit einem Biegeradius folgender Größe gearbeitet wird:

$$r = 114 \cdot \frac{d_s^2}{a} \quad (4.7)$$

Demnach wäre für die Krümmungen der beiden Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$ ein Biegeradius von

$$r = 114 \cdot \frac{1,6^2}{5} = 59 \text{ cm}$$

erforderlich gewesen. Biegeradien dieser Größenordnung werden jedoch in der Praxis für das Krümmen von Stäben im Auflagerbereich nicht möglich sein. Eine Verbügelung des Auflagerbereiches ist daher erforderlich.

4.4 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse

4.4.1 Reihe I

Die beiden Versuchsbalken mit den 2 Teflon-Schichten in der Fuge erbrachten den Nachweis, daß bei auflagnernaher Fugenanordnung $-a/h = 0,3$ - und dazwischen angeordnetem Vertikalbügel eine beachtliche Querkraftübertragung durch die in den Auflagerbereich geführten Stäbe der Biegezugbewehrung möglich ist. Vorteilhaft beeinflusst wird das durch die quergerichtete σ_y -Pressung des Auflagers, deren laststeigender Einfluß in der Wirkung bis etwa $1,5 h$ abnehmend ist. Mehr als 50% der rechnerischen Gebrauchslast kann bei der vorliegenden Ausführungsart durch die Verdübelungswirkung der Längsbewehrung übertragen werden. Von der rechnerischen Bruchlast ist der Anteil immerhin noch ein Drittel. Nach Versuchsergebnissen von *W a t s t e i n / M a t h e y* beträgt beim Erreichen des Schubbruches die übertragbare Dübelkraft noch 15% der Querkraft.

Die von *B a u m a n n / R ü s c h* für die Beziehung zwischen V und δ vor der Rißbildung aufgestellte Näherungsgleichung

$$\delta = 0,08 \frac{V}{V_{R,d}} \quad (4.1)$$

fand durch die eigenen Versuche im Endwert Bestätigung. Die in Laststufen erfolgte Annäherung an den Endwert verlief jedoch nicht linear, sondern multilinear. Durch den Ein-

fluß der durch das nahe Auflager bedingten σ_y -Pressung waren die Verdübelungsverformungen zunächst sehr klein und nahmen beim Erreichen von etwa 50% der Verdübelungsrißlast stark zu.

Die wegen Fehlens oberer Eckbewehrung in der Fuge zu erwarten gewesene Torsionslabilität stellte sich ein.

Die auflagernahe Anordnung der Fuge beeinflusste den Kräfteverlauf in den Balken offenbar nicht. Die mit den an den $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten am nachträglich ergänzten Auflager und am monolithischen Auflager erhaltenen Meßwerte führten bei den daraus rechnerisch ermittelten Hauptspannungsrichtungen zu keinem gravierenden Unterschied.

Die nur an der Balkenoberseite gemessenen vertikalen Verschiebungen im Fugenbereich lagen bei 1,1 mm. Die Fugenöffnung an der Balkenunterseite hatte annähernd gleiche Größenordnung.

4.4.2 Reihe II

Die Versuche dieser Reihe stellten mit Blick auf die Tragfähigkeit die Überlegenheit der verzahnten gegenüber der brettrauben und der brettrauben gegenüber der glatten Fugenflächen Ausbildung unter Beweis.

Bei den Versuchsbalken mit glatter Fugenfläche ermöglichte die vertikale Verbügelung des nachträglich anbetonierten Auflagerbereiches lediglich bei der Zweitbelastung eine Laststeigerung bis zum Biegedruckbruch. Bei den 2 Balken mit unverbügelter Auflagerbereich war das wegen des Verankerungsbruches ausgeschlossen. Beachtenswert ist, daß sowohl mit einem Versuchskörper mit unverbügelter Auflagerbereich als auch mit demjenigen mit Vertikalbügel bis zum Versagen 94% der rechnerischen Gebrauchslast erzielt wurde.

Bis zur Auflast von $P = 100 \text{ kN}$ erfuhr der Vertikalbügel zwischen Auflager und Fuge keine nennenswerte Beanspruchung. Danach nahm diese stark zu und hatte schließlich bei $P = 140 \text{ kN}$ mit $\sigma_{sbü} = 417 \text{ N/mm}^2$ ihren Höchstwert.

Ähnlich entwickelte sich der Spannungsverlauf in den Bügelschenkeln des Balkens mit brettrauher und mit verzahnter Fuge. Bei der brettrauhen Fugenausbildung wurden vergleichsweise geringere Spannungswerte -bei $P = 140 \text{ kN}$ war $\sigma_{sbü} = 152,5 \text{ N/mm}^2$ und bei $P = 280 \text{ kN}$ war $\sigma_{sbü} = 435 \text{ N/mm}^2$ - ermittelt, die beim Balken mit Verzahnung noch erheblich kleiner ausfielen -bei $P = 140 \text{ kN}$ war $\sigma_{sbü} = 8 \text{ N/mm}^2$ und bei $P = 340 \text{ kN}$ war $\sigma_{sbü} = 59,4 \text{ N/mm}^2$.

Die Torsionslabilität war nicht nur bei glatter Ausbildung der Fugenfläche, sondern auch bei brettrauher und verzahnter feststellbar.

Die an beiden Auflagern an den $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten aus den Meßwerten errechneten Richtungen der Hauptspannungen entsprachen sich. Es zeichnete sich die Tendenz ab, daß mit zunehmender Auflast der Neigungswinkel α der Hauptspannungen flacher wird. Dieses wurde durch die nachfolgenden Versuche bestätigt.

Die bei glatter Fugenfläche abgelesenen vertikalen Verschiebungen reichten an der Balkenoberseite von 0,02 bis 0,4 mm und an der unteren Seite des Balkens von 0,3 bis 0,6 mm. Die Fugenöffnung an der Balkenunterseite lieferte Werte zwischen 0,05 und 1,1 mm.

Bemerkenswert war bei den 2 Versuchsbalken mit brettrauher Fugenfläche die unterschiedliche Versagensursache. Während der Balken II/1/B bei einer Auflast von $P = 300 \text{ kN}$ Biegedruckbruch erlitt, stellte sich beim Balken II/2/B bei gleicher Auflast Gleitbruch in der Fuge ein. Das Bruchbild ähnelte demjenigen des Balkens II/3/G mit glatter Fugenfläche. Bei der Zweitbelastung versagte der Balken bei $P = 314 \text{ kN}$ durch Erschöpfung der Biegedruckzone in Balkenmitte.

Auffällig waren die Vertikalverschiebungen. Bei der rechnerischen Gebrauchslast waren diese an der Oberseite des Balkens II/1/B vernachlässigbar klein, beim Balken II/2/B wurde als Höchstwert 0,15 mm erreicht. An der Unterseite der Balken wurde als größter Vertikalverschiebungswert 0,01 mm gemessen. Mit 0,01 mm (oben) und 0,03 mm (unten) waren die Werte für die vertikalen Verschiebungen am Balken mit verzahnter Fuge unbedeutend.

Die Größe der Fugenöffnungswerte an den Balkenunterseiten war bei rechnerischer Gebrauchslast überraschend. Bei brettrauh gestalteter Fugenfläche lag der Größtwert bei 0,11 mm, bei verzahnter sogar bei 0,25 mm.

Sofern Abgleiten in der Fuge Versagensursache war, vermochten sich die Versuchsbruchlasten den nach der Scher-Reibungs-Hypothese errechneten Bruchlasten nicht anzunähern. Selbst unter Einschluß des von Birkeland / Birkeland vorgeschlagenen Grenzwertes für β_S und einer Abminderung von $\tan \Phi$ wird kein wesentlich besseres Resultat erreicht. Daraus folgt, daß die Beanspruchung im vorliegenden Fall ungünstiger sein muß.

Der wesentliche Unterschied ist in der Beanspruchungsart der Kontaktfläche zwischen Fertigteil und nachträglich anbetoniertem Teil zu sehen. Bei der Scher-Reibungs-Hypothese wird eine gleichmäßige Druckspannungsverteilung angenommen. Diese wird entweder durch eine von außen senkrecht zur Fugenachse aufgebrachte Druckkraft erzeugt oder prinzipiell auch durch senkrecht zur Fuge angeordnete Bewehrung. Beim nachträglich ergänzten Auflager ist die Beanspruchung der Kontaktfläche wesentlich komplexer: Bewehrung ist nur am unteren Balkenrand vorhanden und wird auf Zug beansprucht; am oberen Balkenrand wirken größere Druckspannungen als im mittleren Bereich der Kontaktfläche.

Das Tragverhalten des nachträglich ergänzten Auflagers ähnelt wohl eher demjenigen von kurzen Konsolen. Die am Institut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies in Delft untersuchte Versuchsreihe mit vorgefertigten Konsolen hatte bei der Ausführung mit glatten und rauen Fugenflächen unzureichende Tragfähigkeiten als Ergebnis. Volle Tragfähigkeit wurde dagegen mit in die Wand eingebundenen Konsolen erreicht. Gleiches trifft beim nachträglich ergänzten Auflager für die mit Verzahnung ausgeführte Fugenfläche zu.

4.4.3 Reihe III

Von den 2 Versuchsbalken mit glatter Kontaktfläche, aufgebogen in den und gekrümmt im Auflagerbereich geführter Biegezugbewehrung und unverbügelter Auflagerbereich versagte der erste durch Biegedruckbruch und der zweite nach Verstärken der Druckzo-

ne durch Zerstörung des monolithischen Auflagers. Das Hochführen der beiden Längsbewehrungsstäbe hat sich auf das Tragverhalten des Fugenbereiches im Vergleich zu den mit glatter Fugenfläche ausgeführten Balken der Reihe II mit in der Zugzone belassener Bewehrung vorteilhaft ausgewirkt. Ein Abgleiten in der Fuge wurde dadurch verhindert.

Die Schwäche gegenüber Torsion wurde aber auch bei dieser Bewehrungsführung nicht ausgeschlossen.

Die Veränderung der Winkel der Hauptspannungsrichtungen lag im aufgezeigten Trend.

Vertikalverschiebungen traten auf der Balkenoberseite bis zum Balkenversagen gar nicht in Erscheinung (max. 0,02 mm). An der unteren Balkenseite hielten sich die vertikalen Verschiebungswerte mit Ausnahme eines Meßwertes (0,2 mm) in engen Grenzen, und zwar unterhalb von 0,1 mm.

Die nachteilige Wirkung durch das Fehlen der Bewehrung im unteren Auflagerbereich spiegelte sich in den recht großen Meßdaten für die Fugenöffnung an der Balkenunterseite wider. Bei der rechnerischen Gebrauchslast waren diese bis zu 1,2 mm groß.

4.5 Folgerungen

Mit einigen Versuchsbalken wurde zwar volle Tragfähigkeit erreicht, die Versagensursache lag also nicht im Fugenbereich, jedoch waren im Gebrauchszustand auch bei diesen die vertikalen Verschiebungen und das Fugenöffnen an der Balkenunterseite fast ausnahmslos inakzeptabel, zumal unter Dauerbelastung oder wechselnder Beanspruchung mit noch ungünstigerem Verhalten in diesem Bereich gerechnet werden muß. Die Bilder 77 und 78 belegen das, wobei die Meßergebnisse der 2 Balken der Reihe I mit den beiden im Fugenbereich eingelegten Teflon-Schichten wegen ihrer überaus großen Werte aus darstellerischen Gründen weggelassen wurden.

In Bild 77 sind die Schubspannungs-Verschiebungs-Beziehungen und in Bild 78 die Schubspannungs-Öffnungs-Beziehungen dargestellt.

Auch wenn selbst bei monolithisch hergestellten, biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen eine Rißbildung nicht verhindert werden kann, so muß der Korrosionsschutz der

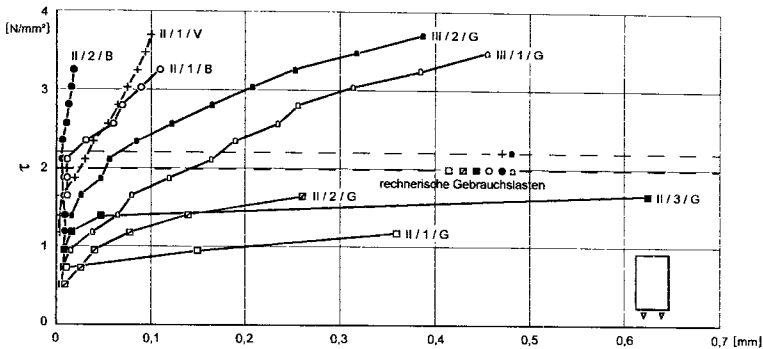


Bild 77. Schubspannungs-Verschiebungs-Beziehungen

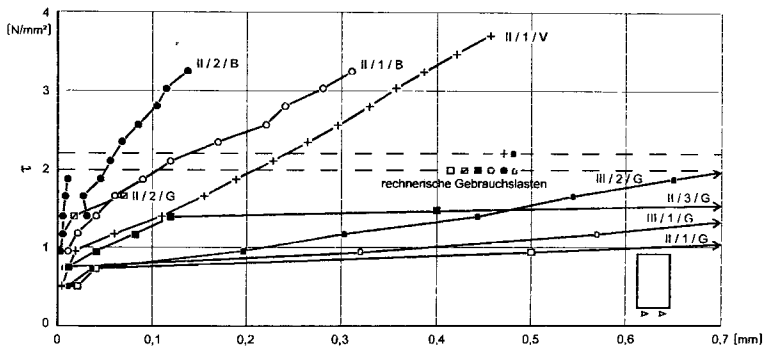


Bild 78. Schubspannungs-Öffnungs-Beziehungen

Stahleinlagen gewährleistet sein. Im allgemeinen werden für die Konstruktion folgende Rißweiten w als ungefährlich angesehen:

$w \leq 0,1 \text{ mm}$	in aggressiver Umgebung, für wasserdichten Beton und Sichtbeton
$w \leq 0,2 \text{ mm}$	ungeschützt der Witterung ausgesetzt
$w \leq 0,3 \text{ mm}$	in Gebäuden mit normaler Luft

Sowohl für den vertikalen Verschiebungswert als auch für das Fugenöffnen sollte im Gebrauchszustand ein max. Wert von 0,1 mm nicht überschritten werden. Das ist nur durch

Anordnung von zusätzlicher Bewehrung erreichbar.

5. Rechnerische Untersuchungen mit der Finite-Element-Methode

5.1 Allgemeines

Für die numerische Behandlung des Trag- und Verformungsverhaltens der Versuchsbalken -insbesondere mit Blick auf das Fugenverhalten- ist die Finite-Element-Methode geeignet. Aufbauend auf Vergleichsrechnungen können mit ihr experimentell nicht untersuchte Parameter variiert und deren Einfluß systematisch erkundet werden. Dafür kommen beispielsweise der Reibbeiwert μ in der Fuge, das Anordnen einer Verbundbewehrung und der Fugenabstand vom Auflager besonders in Betracht.

5.2 Durchführung der Vergleichsrechnungen

Für die Durchführung der Vergleichsrechnungen wurde auf das Finite-Element-Programm ANSYS in der Version 5.3 zurückgegriffen.

Das auf Großrechnern und Personalcomputern einsetzbare FE-Programmpaket ANSYS wurde 1970 in den USA entwickelt [66]. Es ist ein universelles FE-Programm und eignet sich auch für die Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Tragstrukturen aus Stahlbeton. Das ANSYS-Programm bietet für das Beton-Werkstoffverhalten die Möglichkeit einer dreidimensionalen nichtlinearen Berechnung am isotropen Volumenelement.

Für die Anwendung Wesentliches ist in den Dissertationen von Kubat [67] und Huang [68] beschrieben. Im folgenden wird daher nur auf das für die Vergleichsrechnungen Maßgebliche eingegangen.

5.3 Elementierung und Rechenannahmen

Für das Rechnen mit finiten Elementen ist die idealisierende Unterteilung eines Kontinuums in eine endliche Anzahl endlich großer Elemente Grundlage. Im Gegensatz zum

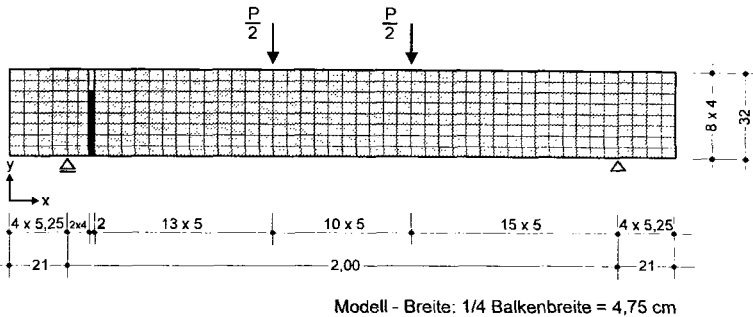


Bild 79. Balken-Modell

Kontinuum werden sie nur in bestimmten Punkten -den Knoten- miteinander verknüpft.

Die Finite-Element-Einteilung und Abmessungen zeigt Bild 79. Von der Balkenbreite wurde wegen möglichst quadratischer Elementgeometrie ein Viertel abgebildet.

Im ANSYS-Programm wird ein geometrisches Element mit acht Knotenpunkten und jeweils drei Freiheitsgraden in x-, y- und z-Richtung vorgegeben. Mit diesem ist nicht-lineares Materialverhalten für Dehnung, Riß und Bruch definierbar.

Das Beton-Verhalten wird u.a. durch nachstehende Eingabegrößen beschrieben:

Druckfestigkeit

Zugfestigkeit

E_b -Modul

Schubübertragung des Betons - offener Riß

Schubübertragung des Betons - geschlossener Riß

Fließhypothese von Mises

Das ANSYS-Programm erfaßt sowohl das Riß- als auch das Bruchverhalten des Betons (Bild 80).

Die Kriterien für den Betonbruch sind in nachstehender Gleichung zusammengefaßt:

$$\frac{F(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})}{f_b} - S \geq 0 \quad (5.1)$$

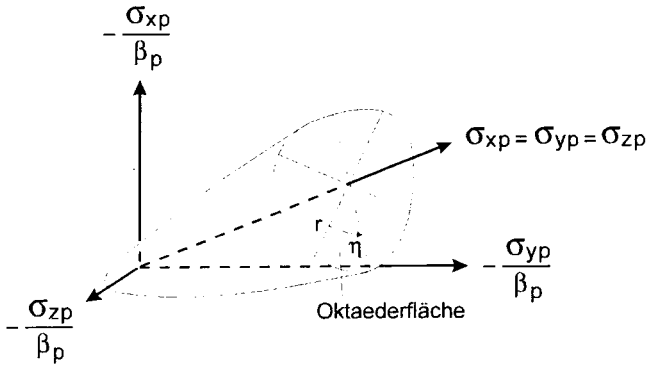


Bild 80. Dreiaxiale Versagensfläche bei Beton

Es bedeuten:

- | | |
|--|--|
| $F(\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III})$ | = Funktion der Hauptspannungen |
| S | = Bruchfläche |
| β_b | = Beton-Bruchfestigkeit |
| $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ | = Hauptspannungen in x-, y- und z-Richtung |

Für den Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Betonstauchung wurde die in Bild 81 dargestellte, vereinfachte Parabel-Rechteck-Linie gewählt. Diese Vereinfachung war möglich, weil die Arbeitslinie -übrigens auch diejenige für Stahl- keinen nennenswerten Einfluß auf das Tragverhalten der Fuge besitzt.

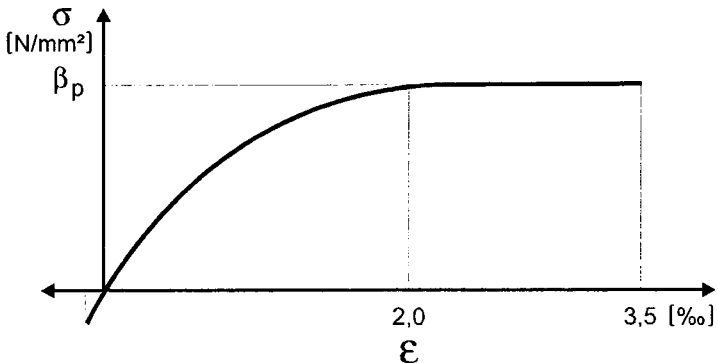


Bild 81. Vereinfachte Werkstoffkennlinie für den Beton

Für die Fugenmodellierung sind grundsätzlich nachstehende Möglichkeiten gegeben:

- Diskrete Elementierung unter Berücksichtigung von Kontakt- und Verbundelementen (Bild 82).
- Über endliche Höhe verschmierte Fuge unter Verwendung von Betonelementen mit entsprechenden Materialeigenschaften (Haftzugfestigkeit und Reibungskoeffizient mit Riß) nach Bild 83.
- Verschmierte Fuge, kombiniert mit einer annähernden Fließbedingung für das Verbundverhalten (beispielsweise nach Mohr-Coulomb, anstatt einer Bruchbedingung) nach Bild 84.
- Vereinigungen aus diskreter und verschmierter Fugenbildung, bei denen nach Versagen des Haftverbundes nur die diskreten Elemente Bestand haben.

Für die Abbildung der Verbundfuge war wegen des verhältnismäßig klaren Kräfteflusses im Druckzonbereich die Wahl der über eine endliche Höhe verschmierten Fuge als Lösung der Elementierung sinnvoll. Hauptparameter sind σ_{Haftzug} und E_b . Nach Annahme entspricht die Steifigkeit der Druckfuge annähernd derjenigen des Betons.

Die Verwendung einer diskreten Elementierung unter Einschluß von Kontakt - und Verbundelementen wäre für den vorliegenden Fall ebenfalls denkbar gewesen, hätte aber kaum unterschiedliche Ergebnisse gebracht.

Ungeeignet für die Modellierung der vertikalen Verbundfuge ist dagegen die verschmierte Fuge in Kombination mit einer Fließbedingung für das Verbundverhalten anstelle einer Bruchbedingung; Verformungen nach dem Fließbeginn sind nicht berechenbar.

Im Fugenbereich wurde mit zwei unterschiedlichen Beton-Volumenelementen gerechnet: Bei den beiden obersten Elementen wurde aufgrund der Versuchsergebnisse Druckbruch ausgeschlossen, der auch nicht beobachtet wurde.

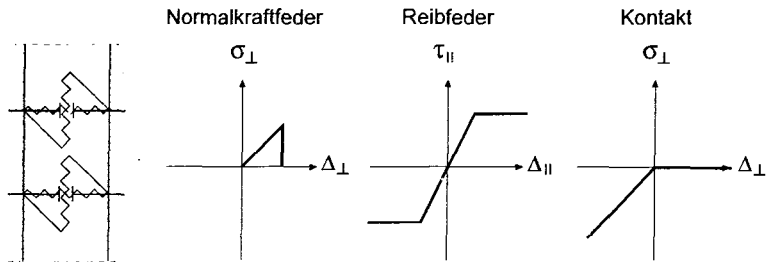


Bild 82. Diskret elementierte Verbundfuge, entnommen [69]

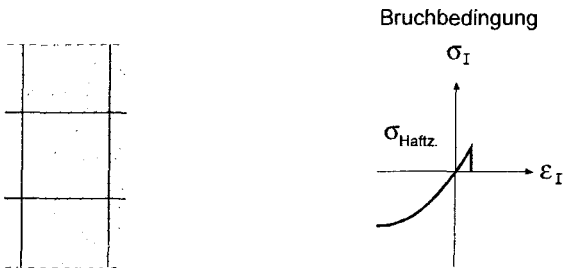


Bild 83. Verschmierte Verbundfuge, entnommen [69]

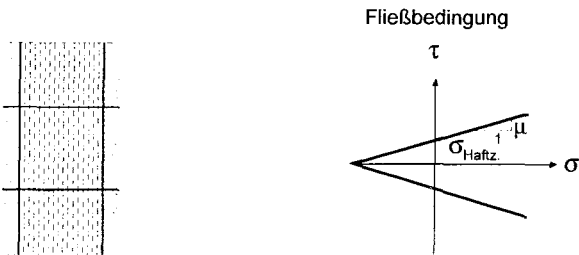


Bild 84. Verschmierte Verbundfuge mit Fließbedingungen, entnommen [69]

Für die Stahlarbeitslinie wurde ein bilinear-elastisches Werkstoffgesetz verwendet (Bild 85).

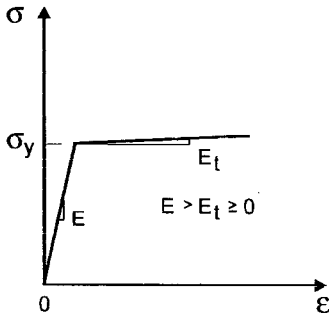


Bild 85. Werkstoffkennlinie für den Stahl

Die Biegezugbewehrung wurde als biegesteifes Stabelement in den Modell-Knotenpunkten in Querrichtung aufgefaßt. Das Verbundverhalten wurde mit Federelementen modelliert (Bild 86). Die Querbettung der Längsbewehrung blieb unberücksichtigt.

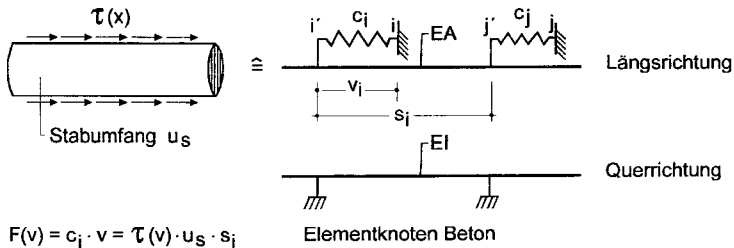


Bild 86. Federelement für das Verbund-Modell und biegesteifes Stabelement

Als Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wurde auf den in Bild 87 dargestellten Ansatz von E i f f e r [70] zurückgegriffen. Im Bereich ansteigender Verbundspannungen beschreibt er die ermittelten Verbundgesetze durch die Gleichung

$$\tau = a \cdot \tanh(b \cdot v^c) \quad (5.2)$$

Die Größen a , b und c werden als Funktionen der plastischen Stahldehnung angegeben.

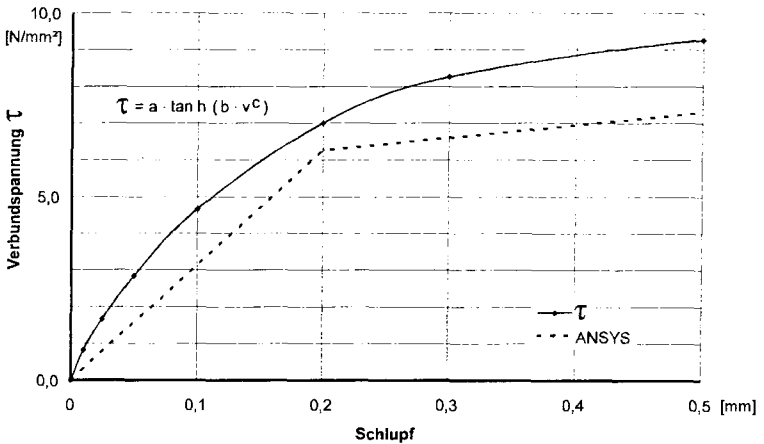


Bild 87. Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [70] und Rechenannahme

Somit können für untenliegende Stäbe die Verbundspannungen in Abhängigkeit von der Verschiebung v berechnet werden. Hierzu ist die Diskretisierung der Biegezugbewehrung erforderlich.

Die Bügel wurden im Gegensatz zur Biegezugbewehrung nicht als diskrete, sondern als verschmierte Bewehrung in die Betonelemente implementiert.

Der nichtlinearen FE-Berechnung liegen die in Tafel 9 dargestellten Parameter zugrunde, wobei experimentell ermittelte allgemeine Baustoffeigenschaften und spezielle des gewählten Balkens der Reihe II mit glatter Fugenfläche herangezogen wurden.

Die Vergleichsrechnungen wurden nach der Formänderungsgrößenmethode durch Vorgabe des Ansatzes für den Verschiebungsverlauf unter der Belastung in Schritten von 1 bis 5 mm ausgeführt. Diese Methode ermöglicht die genaue Erfüllung der kinematischen und die angenäherte Erfüllung der statischen Verträglichkeit. Die Schrittweite innerhalb der mm-Schritte wurde freigelassen. Als Konvergenzkriterium für die Kraft nach dem mean-root-square-Verfahren wurde eine Fehlergröße $< 0,1\%$ akzeptiert.

Tafel 9. Parameter für die nichtlineare FE-Berechnung

	Normalbereich	Fugenbereich Normal-Element
Mitwirken des Betons bei offenen Rissen	$\mu = 0,04$	
Mitwirken des Betons bei geschlossenen Rissen	$\mu = 0,8$	
Druck	-31 N/mm^2	
Zug	3 N/mm^2	
Stahlzug	511 N/mm^2	
E_b -Modul	28100 N/mm^2	20000 N/mm^2
Stahleinlage	$6/4 d_s = 16 \text{ mm}$	$2/4 d_s = 16 \text{ mm}$
Schubbewehrungsgrad	$0,61 \%$	
Reibung bei offener Fuge		$\mu/\alpha, \alpha=100 \dots 400$
Reibung bei überdruckter Fuge		$\mu = 0,7$

Für die nichtlineare FE-Berechnung wurde das Newton-Raphson-Iterationsverfahren angewendet (Bild 88).

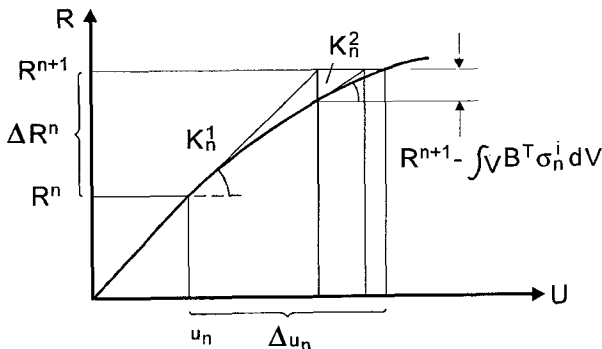


Bild 88. Nichtlineare Berechnung mit der Newton-Raphson-Iterationsmethode

5.4 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

5.4.1 Hauptspannungen

Bild 89 stellt für die Balken-Reihe II mit glatter Kontaktfläche den Verlauf der ausgeplotteten Hauptspannungen für verschiedene Belastungszustände dar. Mit Hilfe der FE-Rechnung ist nicht nur der ungerissene Zustand I, sondern es sind auch die Zustände vor

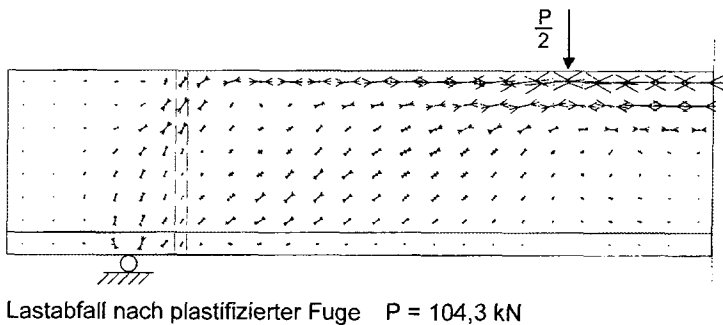
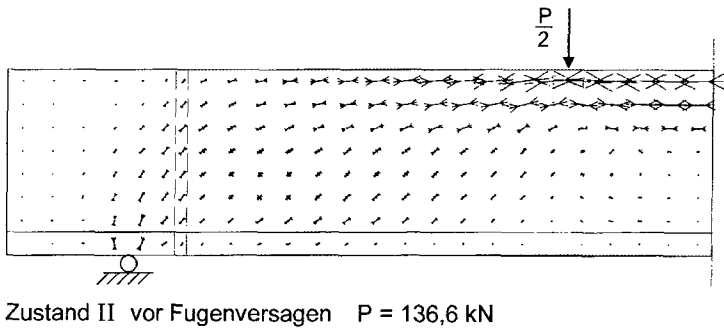
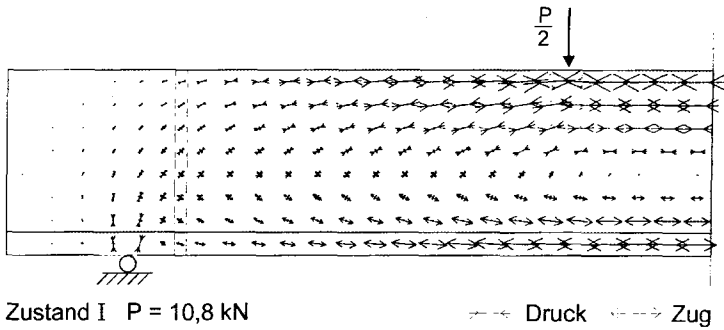


Bild 89. Verlauf der Hauptspannungen

und nach dem Fugenversagen beschreibbar. Die zum Fugenversagen führende Traglast von $P = 136,6 \text{ kN}$ stimmt mit den experimentellen Daten gut überein ($P > 140 \text{ kN}$).

Im Zustand I (Bild 89, oben) haben die Hauptdruckspannungen am oberen und die Hauptzugspannungen am unteren Balkenrand Dominanz. Der Vergleich mit einem Monolith läßt keinen Unterschied im Tragverhalten erkennen. Die Fuge hat darauf noch keinen Einfluß.

Mit zunehmender Belastung und dem damit im Zustand II verbundenen Aufreißen der Fuge tritt eine Veränderung ein. Vor dem Fugenversagen (Bild 89, Mitte) zeichnet sich im Bereich der beiden oberen Fugen-Elemente der Druckbereich ab, der sich nach dem Bruch noch ausprägt (Bild 89, unten). Der Druckbereich wird eingeschnürt. Durch Überschreiten der Zugfestigkeit bricht dieser Bereich von der Fuge aus schräg zur Balkenoberkante in Richtung Balkenmitte ab. Das wurde auch bei den Versuchen beobachtet.

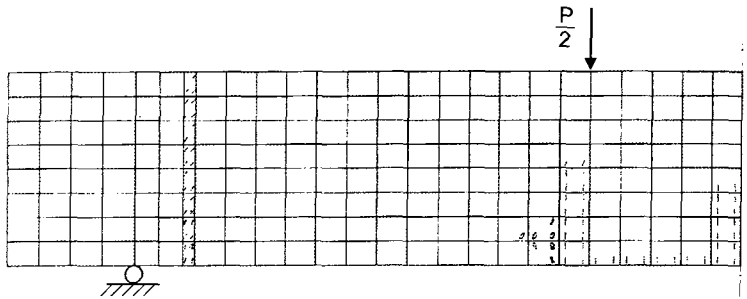
Beim Tragmodell Zustand II können die im unteren Balkenteil vorhandenen Hauptzugspannungen wegen der fortgeschrittenen Rißbildung vom Beton nicht mehr aufgenommen werden und sind auf die Längsbewehrung übergegangen.

5.4.2 Rißbildung

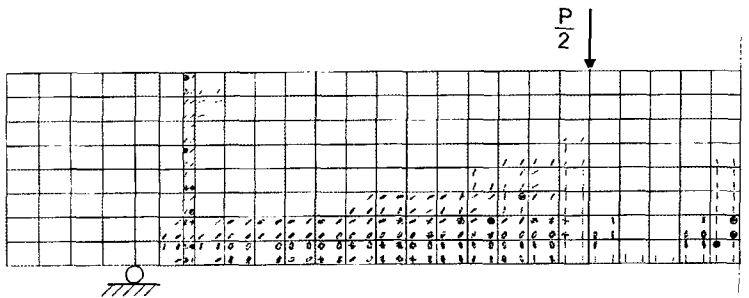
Die rechnerisch ermittelte Rißentwicklung ist in Bild 90 wiedergegeben. Bereits zu Beginn der Rißbildung ist der Fugubereich durchgehend gerissen (Bild 90, oben).

Beim Rißfortschritt vor dem Fugenversagen ist die Rißbildung am oberen Fugubereich bemerkenswert (Bild 90, Mitte), die durch das Gleiten in der Fuge verursacht wird. Diese Rißbildung führt zu dem schon angesprochenen Abbrechen der Druckzone an dieser Stelle.

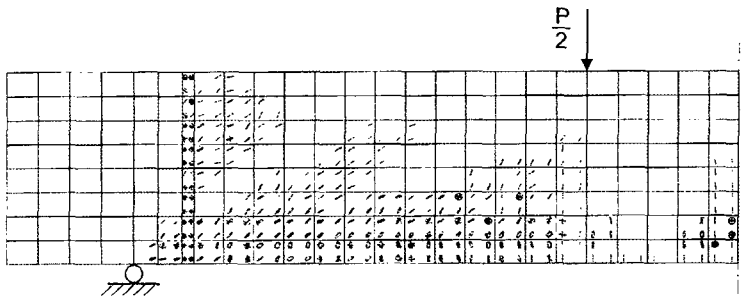
In Bild 90, unten, ist die Rißbildung nach dem Fugenversagen aufgetragen.



Beginn der Rißbildung $P = 74,7 \text{ kN}$



vor Fugenversagen $P = 136,6 \text{ kN}$



Lastabfall nach plastifizierter Fuge $P = 104,3 \text{ kN}$

Bild 90. Rechnerisch mit Hilfe der FE-Methode ermittelte Rißentwicklung

5.5 Versuchsergebnisse und Ergebnisse der FE-Rechnung im Vergleich

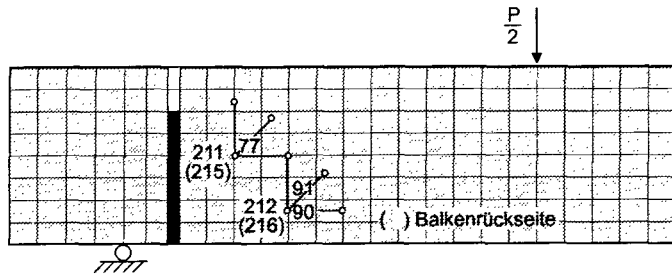
5.5.1 Winkel der Hauptachsen

In Bild 91 werden die aufgrund der $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten-Meßwerte für die Balken II/1/G und II/2/G errechneten Winkel der Hauptachsen mit denjenigen der FE-Rechnung verglichen. Die Lage der Rosetten im Balken-Modell wurde in Bild 91, oben, eingetragen. Die Rosetten-Punkte 211/215 der Versuchsbalken stimmen mit dem für die FE-Rechnung gewählten Modell überein (Element 77). Die Abweichungen bei den Winkeln α der Hauptachsen sind gering (Bild 91, Mitte und unten). Die aus den gemessenen Dehnungen ermittelten Winkel auf der Vorder- und Rückseite der Balken wurden gemittelt. Bei den Rosetten-Punkten 212/216 wurde eine hinreichende Übereinstimmung mit dem Balken-Modell erzielt (Elemente 90 und 91). Auffallend ist der Verlauf des durch die Meßpunkte 212/216 des Balkens II/1/G gebildeten Linienzuges (Bild 91, Mitte), d. h., bis zur Gesamtlast von 100 kN wird der Winkel α im Gegensatz zu allen anderen Verläufen größer. Der teilweise Ausfall von Meßstrecken spiegelt sich wider. Bei der Gesamtlast von 80 und 100 kN liegen die Winkel wieder im Trend.

Die FE-Rechnung bestätigte die aus den experimentellen Untersuchungen hervorgegangene Erkenntnis, daß mit steigender Belastung der Winkel α der Hauptachsen im kartesischen Koordinatensystem kleiner wird (vgl. Anlage 1). Das wird auch durch die in diesem Balkenbereich verlaufenden Hauptspannungsrichtungen dokumentiert (Bild 89, oben und Mitte). Vor der Fuge wird der Verlauf der Hauptzugspannungen steiler und somit der Winkel α kleiner. Die Zugkräfte werden nach oben aufgehängt (Fachwerk-Analogie).

5.5.2 Fugenöffnungsbreite

Bild 92 zeigt die vergleichende Darstellung der errechneten und an den 3 Balken der Reihe II mit glatter Kontaktfläche gemessenen Fugenöffnungsweiten. Die Versuchsmeßwerte streuten extrem. Die Ursache dafür liegt in der Ausführungsart der Verbundfuge, und zwar in den Unwägbarkeiten der Kohäsion. Der Fugenverbund war beim Balken II/2/G besonders gut. Für die FE-Rechnung der Fugenöffnungsweite an der Balkenunter-



Lage der $0^\circ/45^\circ/90^\circ$ -Rosetten im Balken-Modell

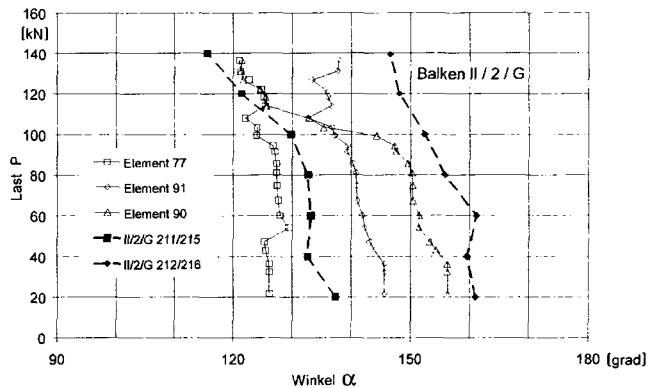
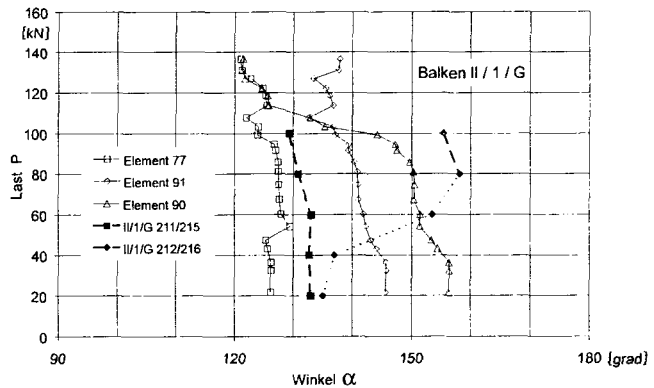


Bild 91. Vergleich der rechnerischen mit den experimentellen Winkeln der Hauptachsen

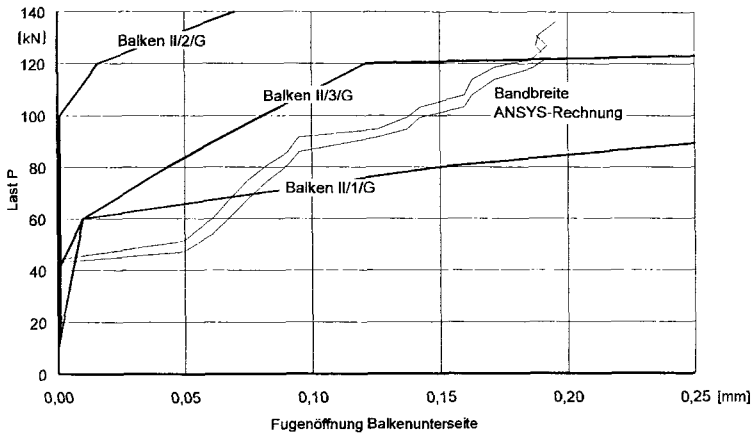


Bild 92. Vergleich der rechnerischen mit den experimentellen Fugenöffnungsweiten

seite wurde für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [70] eine bilineare Näherung gewählt (Bild 87). Erreicht diese beispielsweise 0,2 mm Schlupf bereits bei einer Verminderung der Verbundspannung um die Hälfte, so entstehen die in Bild 92 dargestellten Bandbreitenwerte. Der Einfluß auf die Lasthöhe ist gering, auf die Fugenöffnungsweite teilweise beachtlich. Gleichwohl bewirkt die Änderung des Verbundgesetzes keine sehr große Empfindlichkeit bei der Fugenöffnung. Der Verbund Beton-Betonstahl ist folglich von untergeordneter Bedeutung.

5.5.3 Vertikalversatz

Die Streuung der experimentellen Vertikalversatzwerte in der Verbundfuge der 3 Balken der Reihe II mit glatter Kontaktfläche ist unübersehbar (Bild 93). Die Unterschiede sind weniger in abweichenden Reibbeiwerten und der verschiedenartigen Wirkungsweise der 2 Stäbe der Biegezugbewehrung, sondern vielmehr in der Kohäsionswirkung begründet. Der Vertikalversatz entwickelt sich bei den experimentellen Untersuchungen im Vergleich zu den rechnerischen zunächst annähernd gleich. Erst kurz vor dem Fugenversagen sind die Abweichungen zur FE-Rechnung groß.

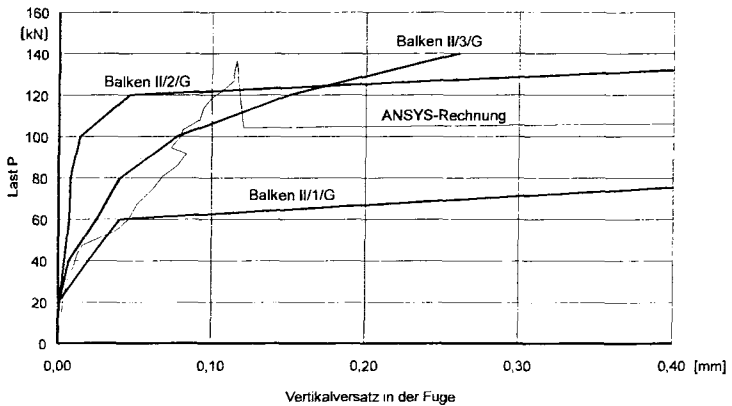


Bild 93. Vergleich der rechnerischen mit den experimentellen Vertikalversatzwerten

5.6 Parameterstudien

5.6.1 Fugenbewehrung

Der Einfluß der Fugenbewehrung auf die Fugenöffnungsbreite unter Beibehaltung der bei den experimentellen Untersuchungen gewählten Fugenlage $a/h = 0,3$ wird in Bild 94 deutlich. Die Wirkungsweise der bei den Versuchen in das nachträglich ergänzte Auflager geführten 2 Stäbe $d_s = 16$ mm der unteren Lage der Längsbewehrung wurde zunächst für die rechnerisch gewählte Bandbreite (Bild 92) untersucht. Die Rechenergebnisse weichen überwiegend nur gering voneinander ab.

Für die nachfolgenden FE-Rechnungen mit 3 und 4 Stäben $d_s = 16$ mm wurde wegen der besseren linearen Näherung zu [70] die zu geringeren Fugenöffnungsbreiten führende Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verwendet. Ein zusätzlicher Stab bewirkt -wie sich zeigt- eine wesentliche Verminderung der Fugenöffnungsbreite an der Balkenunterseite. Die Anordnung von 4 Stäben steigert diese positive Wirkungsweise noch, jedoch in geringerem Maße (Bild 94).

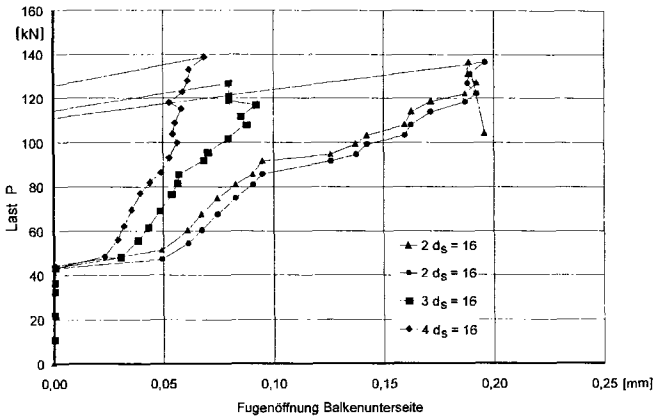


Bild 94. Rechenwerte der Fugenöffnungsweiten abhängig von der Fugenbewehrung

Näherungsweise können die ANSYS-Rechnergebnisse für die Einzelrißbildung und die Rißbreiten in der Fuge an der Balkenunterseite im Zustand II wie folgt überprüft werden:

Die Fuge reißt auf, wenn

$$\sigma_{bu} \geq \beta_{fuge} \quad (5.3)$$

ist.

Aus

$$\sigma_{bu} = \frac{M}{W} \quad (5.4)$$

ergibt sich

$$M = \sigma_{bu} \cdot W \quad (5.5)$$

Das Moment der äußeren Kräfte ist

$$M = \frac{P}{2} \cdot a \quad (5.6)$$

mit a = Abstand der Auflagerkraft A/Fuge und $\frac{P}{2} = A$.

Die Gleichgewichtsbedingung zwischen den inneren und äußeren Kräften führt nach Glgn. (5.5) und (5.6) unter gleicher Annahme von $\sigma_{bu} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ wie bei der ANSYS-Rechnung zu

$$P = \frac{2 \cdot \sigma_{bu} \cdot W}{a} = \frac{2 \cdot 0,08 \cdot 3243}{9} = 57,6 \text{ kN}$$

Die Rißlast für die bei den experimentellen Untersuchungen vorhandenen 2 Stäbe $d_s = 16$ mm ist etwas größer als diejenige nach der ANSYS-Rechnung (Bild 94).

Die von K ö n i g / F e h l i n g [71] für die Rißbreite w beim Einzelriß im Zustand II angegebene Gl. (5.7) hat nur abschätzenden Charakter. Mit Annahme eines starr plastischen Verbundverhaltens ist die mittlere Verbundspannung unabhängig von der Rißbreite.

$$w = \frac{Z_s^2 \cdot d_s}{4 \cdot \tau_0 \cdot E_s \cdot A_s^2} \quad (5.7)$$

Mit $\tau_0 = 2 \cdot \beta_{bZ}$, $\beta_{bZ} = 0,9 \cdot \sqrt{\beta_W}$, $\beta_W = 315 \text{ kp/cm}^2$ (Balken II/1/G) und $P = 100 \text{ kN}$ ergeben sich abhängig von der Fugenbewehrung nachstehende Rißbreiten, wenn $Z_s = 66,2 \text{ kN}$ unter Berücksichtigung des inneren Hebelarmes $z = 6,8 \text{ cm}$ nach Gl. (4.3) ist.

Für 2 Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$:

ANSYS-Rechnung
(Bild 94)

$$w = \frac{66200^2 \cdot 16}{4 \cdot 3,2 \cdot 210000 \cdot 400^2} = 0,16 \text{ mm}$$

$$w = 0,14 \text{ mm}$$

Für 3 Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$:

$$w = \frac{0,16 \cdot 400^2}{600^2} = 0,07 \text{ mm}$$

$$w = 0,08 \text{ mm}$$

Für 4 Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$:

$$w = \frac{0,16 \cdot 400^2}{800^2} = 0,04 \text{ mm}$$

$$w = 0,06 \text{ mm}$$

Der Vergleich der Werte nach K ö n i g / F e h l i n g mit den entsprechenden Ergebnissen der ANSYS-Rechnung zeigt eine gute Übereinstimmung.

5.6.2 Fugenlage

Durch Variieren der Fugenlage wurden für $a/h = 0,5$ und $1,0$ die Auswirkungen auf die Fugenöffnungsbreite und den Vertikalversatz rechnerisch untersucht und die Ergebnisse zusammen mit denjenigen der bei den experimentellen Untersuchungen vorhandenen Fugenlage $a/h = 0,3$ in Bild 95 dargestellt.

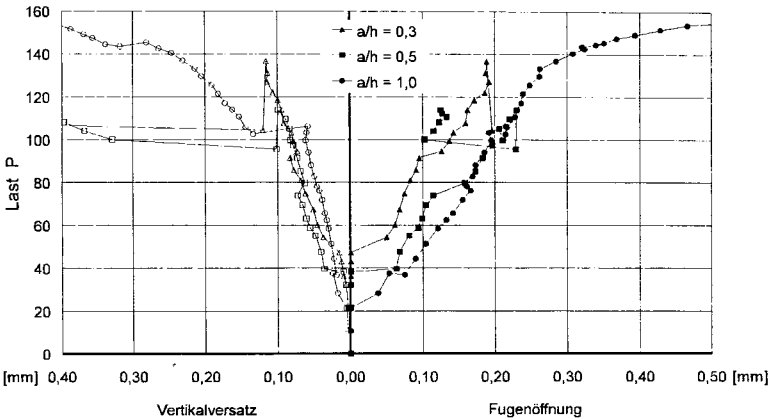


Bild 95. Rechnerische Fugenöffnungsbreite und Vertikalversatz abhängig von der Fugenlage a/h

Die mit zunehmendem Verhältnis a/h größer werdende Fugenöffnungsbreite ist in der Zunahme des bis zur Einzellast linear ansteigenden Biegemoments und der damit verbundenen größeren Kraft in der Biegezugbewehrung erklärbar. Beim Vertikalversatz bleibt die größere Fugenentfernung vom Auflager ohne wesentlichen Einfluß.

6. Bemessungsempfehlungen

6.1 Allgemeines

Beim Entwurf und bei der anschließenden Bemessung ist sicherzustellen, daß die Bauwerke und somit auch ihre einzelnen Bauelemente allen vorhersehbaren Beanspruchungen in einwandfreiem Zustand standhalten können.

Die Versuche und die rechnerischen Untersuchungen mit der Finite-Element-Methode an Fugen mit Auflagerabstand $a/h \leq 1,0$ haben bestätigt, daß sich bei auflagenaher Anordnung der Betonierfuge im Balkentragverhalten prinzipiell nichts verändert. Das Verbundbauteil kann bis zur Fuge Lasten ähnlich abtragen wie ein monolithisch hergestelltes. Die Fuge vermindert die Tragfähigkeit eines Balkens, wenn die Kontaktfläche zwischen Fertigteil und Ort beton unvorbereitet bleibt, die fugenübergreifende Bewehrung und die an-

grenzende Bügelanordnung im Balkenteil unzureichend sind.

Die Anteile der Scherkraftabtragung in der Betonierfuge gehen aus Bild 96 hervor. Alle drei Anteile müssen in der Lage sein, den auf sie entfallenden Scherkraftanteil aufzunehmen. Versagt ein Element, so ist die Scherkraftübertragung in der Kontaktfläche nur dann noch gegeben, wenn der Querkraftanteil von den anderen Elementen übernommen werden kann. Im allgemeinen wird es jedoch zu einem Reißverschlußeffekt und Versagen der Fuge kommen.

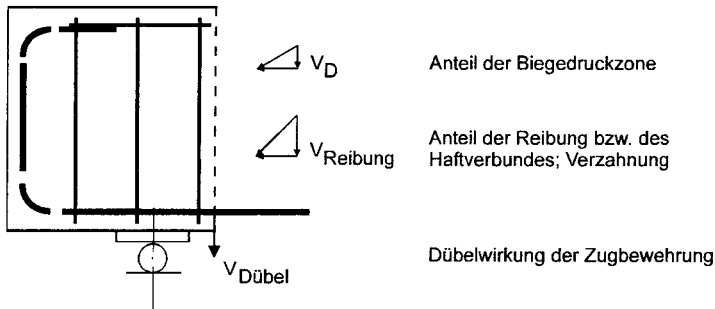


Bild 96. Anteile der Scherkraftabtragung

Im vorliegenden Fall führen die auftretenden Zugspannungen -von der Balkenunterkante ausgehend- zum Entfestigen des Haftverbundes. Die Verbundfuge reißt auf. Neben der Rißöffnung erfolgt auch eine vertikale Rißuferverschiebung. Die Größe der örtlichen Kraftumlagerungen und die damit einhergehende Zunahme der Verformungen werden wesentlich durch die Resttragfähigkeit der gerissenen Fuge infolge Rißuferverzahnung, Dübelwirkung der Zugbewehrung, Reibung und Biegedruckzone bestimmt.

Unter Gebrauchslastniveau sind sowohl Rißbildung als auch Vertikalversatz in engen Grenzen zu halten. Während durch entsprechende Bewehrung nicht gewolltes Fugenöffnen verhindert werden kann, lassen sich auf verschiedene Weise die Scherkrafttragfähigkeit der Verbundfuge sicherstellen und ein Abgleiten in der Fuge ausschließen.

6.2 Gestaltung der Kontaktfläche

Die durch das Anschließen von Frischbeton unmittelbar an bereits erhärteten Beton entstehenden Arbeitsfugen sollen eine einwandfreie Verbindung des frischen mit dem erhärteten Beton ergeben. Die Homogenität eines Baukörpers soll durch Arbeitsfugen nicht wesentlich beeinträchtigt werden. Das ist durch verschiedene Maßnahmen zu erreichen, die mit Blick auf eine möglichst einfache praktische und zugleich sichere Handhabung und damit auf Wirtschaftlichkeit zu bewerten sind.

Die verschiedenen Möglichkeiten sind auf ihre Eignung für geplante und ungeplante Arbeitsfugen -so beispielsweise bei Verlängerung zu kurzer Balken- zu untersuchen.

6.2.1 Geplante Arbeitsfuge

Aufgrund der Versuche und der rechnerischen Untersuchungen ist bei geplanten Arbeitsfugen eine definierte Profilierung der Kontaktfläche unverzichtbar, damit über diese trotz möglicher Schwindwirkungen auch ohne Bewehrung Scherkräfte übertragbar sind. Methoden, bei denen es bei der Ausführung handwerklicher Sorgfalt bedarf -so beispielsweise Besenstrich und Aufrauen mit dem Rechen- sind wegen der damit verbundenen Imponderabilien weniger geeignet.

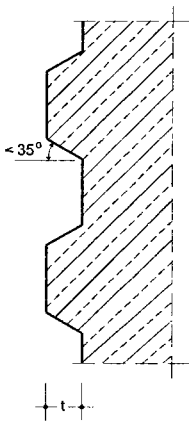


Bild 97. Verzahnte Fuge nach [72]

Als Verzahnung eignen sich das für die eigenen Versuche gewählte Sägezahnprofil (Bild 40) und das Trapezprofil nach Mehlhorn / Schwing [72]. Die Neigung α der Zahnschrägen zur Horizontalen muß $< 35^\circ$ sein, damit Gleiten entlang der Schräge verhindert wird (Bild 97). Für $\alpha > 35^\circ$ kann Gleiten durch entsprechende Abdeckung der Horizontalkomponente durch Bewehrung verhindert werden.

Der Entwurf zur DIN 1045 [73] enthält alle Konstruktionsdetails für die Fugenausbildung mit Trapezprofil und begrenzt α sogar auf 30° .

Als Zahntiefe t werden für den vorliegenden Fall allerdings mindestens 2,5 cm vorgeschlagen, die auch beim Sägezahnprofil und bei Wellungen gewählt werden sollten. Bei sichtbar bleibenden Balken ist es zweckmäßig, die Profilierung etwa 2 cm vor den seitlichen Rändern der Balkenstirnfläche enden zu lassen, um in der Ansicht eine gerade verlaufende Fuge zu erhalten. Mit der Profilierung sollte im Abstand von ca. 5 cm vom oberen und unteren Balkenrand begonnen werden, damit aus Gründen der leichteren Herstellung die Längsbewehrung außerhalb des Profilierungsbereiches bleibt. Bei geplanten Arbeitsfugen wird somit eine Profilierung entsprechend Bild 98 empfohlen.

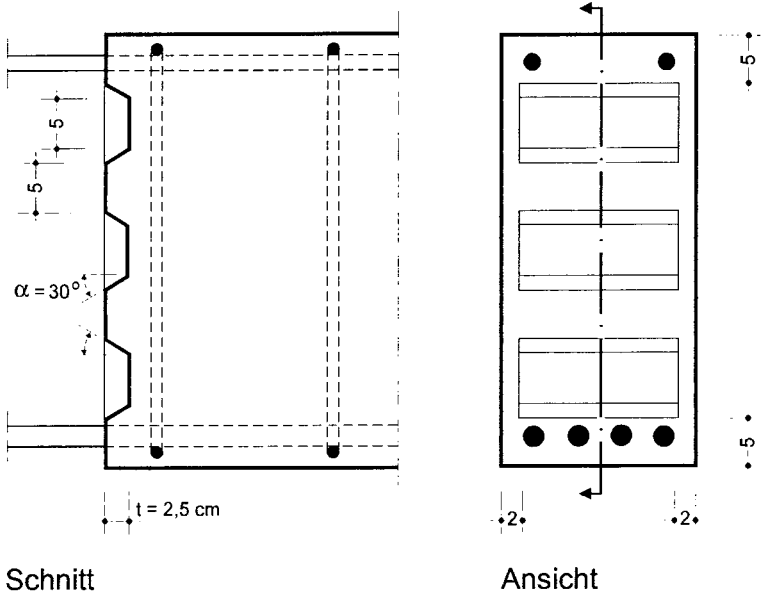


Bild 98. Profilierung der Balkenstirnfläche

Als praxisnah sind Abschalelemente aus Metall einzustufen, die in der Arbeitsfuge verbleiben können. Versuche von T e u t s c h [74] mit einem flachen Stahlgitter als Grundmaterial und einer beidseitig aufgetragenen und verschweißten Schrumpffolie, von F a l k n e r / T e u t s c h / R o h d e [75] mit einer Baustahlsondermatte als Trägerkon-

struktion und im Fertigstellungsprozeß eingeschweißten Streckmetallgitter zwischen Längs- und Querstab sowie von M a i n k a [76] mit gelochtem Wellblech zeigten, daß die so ausgebildeten Fugen bei auflagerferner Anordnung $a/h > 1$ für die Schubkraftübertragung statisch als nicht existent anzusehen sind. Ihre Eignung zur Scherkraftübertragung wäre jedoch experimentell noch nachzuweisen.

Über die Ausbildung einer geplanten Balkenstirnfläche und ihre Verbindung mit einer vorgefertigten Stütze für Bauwerke in Erdbebengebieten der Zone 3 und 4 wird in [77] berichtet. Das soll hier lediglich als Hinweis gegeben werden.

6.2.2 Ungeplante Arbeitsfuge

Es kommt gelegentlich vor, daß Stahlbeton-Fertigteilebalken zu kurz sind. Nach ihrer Herstellung wird beispielsweise der Entwurf geändert. Die Balken-Stützweite wird größer. Das notwendige Verlängern wirft die Frage nach zweckmäßiger Gestaltungsmöglichkeit der Balkenstirnfläche gleichermaßen auf. Eine Vorbereitung der üblicherweise glatten Stirnflächen ist in diesen Fällen zwingend erforderlich. Dabei sollte von vornherein von Methoden abgesehen werden, die sorgfältige handwerkliche Tätigkeit für den Erfolg voraussetzen. So bieten sich das Einfräsen von sägezahnartigen Vertiefungen oder von Rillen an. Als Zahntiefe t sollten ebenfalls mindestens 2,5 cm zugestanden werden. Zusätzliches Aufrauhen der Oberfläche wird empfohlen.

6.3 Bewehren der Kontaktfläche

Richtiges Bewehren erfordert die Kenntnis des Kräfteverlaufs im Inneren des Balkens, besonders im Zustand II. Die eigenen Versuche und rechnerischen Untersuchungen haben darüber wichtige Aufschlüsse geliefert. In der Fuge nachträglich anbetonierter Auflagerenden dient die Bewehrung vor allem auch der Beschränkung der Fugen-Rißbreite.

6.3.1 Geplante Arbeitsfuge

Die Grundlage der Bemessung von Balken mit gerissener Zugzone bildet die Fachwerk-

analogie nach M ö r s c h, die von verschiedenen Forschern verfeinert wurde. So wird von dem Gedankenbild eines Fachwerks ausgegangen, das aus diagonalen Druckstäben (Beton), vertikalen Zugstäben (Stahl), gedrücktem Obergurt (Beton) und gezogenem Untergurt (Stahl) besteht. Da zur Begrenzung der Rißbreite die Bügelbewehrung enger als die vertikalen Zugstäbe liegen muß, wird auf ein überlagertes Pfostenfachwerk zurückgegriffen (Bild 99).

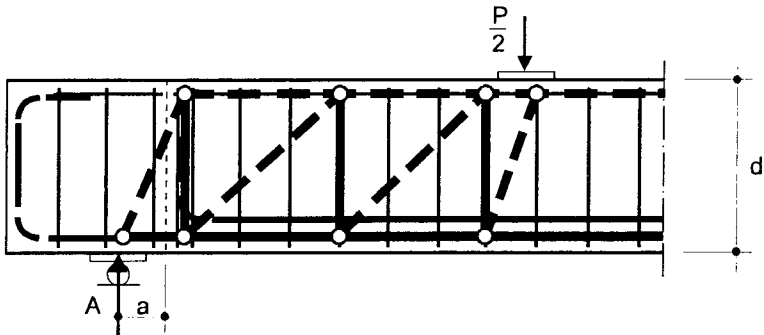
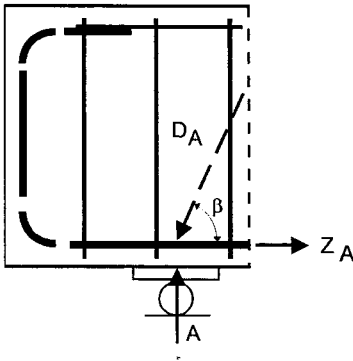


Bild 99. Überlagertes Pfostenfachwerk

Die Schubrisse verlaufen etwa unter 45° , in Auflagernähe u.U. steiler. Die Fuge zwischen erhärtetem und jungem Beton liegt mit $a/h = 0,3$ im Bereich statischer Diskontinuität, die durch die nahe Auflagerkraft als konzentrierte Belastung hervorgerufen wird. Die Diskontinuität wirkt vom Auflagerbeginn auf einer Länge, die etwa der Balkendicke d entspricht.

Bei der konstruktiven Durchbildung des Endauflagers kommt neben der sicheren Verankerung der Biegezugbewehrung auch ihrer Wirksamkeit gegenüber der Begrenzung der Zugrisse im Fugenbereich besondere Bedeutung zu. Die Längsbewehrung bildet mit der schrägen Beton-Druckstrebe und der Auflagerkraft einen Druck-Zug-Druck-Knoten. Die zu verankernde Zugkraft wird durch die Neigung β der Druckstrebe D_A bestimmt (Bild 100):



$$Z_A = A \cdot \cot \beta \quad (6.1)$$

Bild 100. Knoten Endauflager

Durch die am Auflager steiler als unter 45° verlaufende Neigung β der Betondruckstrebe ist die zu verankernde Gurtkraft

$$Z_A < A \quad (6.2)$$

Die nach DIN 1045 bzw. EC 2 [78] vorzusehende Mindestbewehrung am Auflager von einem Drittel bzw. 25% der größten Feldbewehrung ist wegen des erforderlichen Beitrags zur Fugen-Rißbreitenbegrenzung in der auflagnernahen Fuge $a/h < 1$ als unzureichend anzusehen.

Auf die Beurteilung des nachträglich ergänzten Auflagers als Konsole wurde bereits hingewiesen. Der Kraftfluß in einer Konsole wird wesentlich durch die Konsolgeometrie beeinflusst. Ausschlaggebend ist dafür die geometrische Verhältniszahl a/h . Näherungsweise gilt eine Konsole als Kragträger, wenn $a/h \leq 1$ ist; dann kann bei der Konsolbemessung von der Kraftzerlegung in eine Zug- und Druckkomponente ausgegangen werden (Bild 101). Für $a/h > 1$ nähert sich das Tragverhalten der Konsole demjenigen eines Kragbalkens.

Die maximale Zuggurtkraft Z_A für Konsolen mit der geometrischen Grenzverhältniszahl $a/h = 1$ kann aus dem einfachen Streben-Zugband-Modell nach Bild 101 ermittelt werden. Von der möglichen Abminderung der Zuggurtkraft für $a/h < 1$ wird wegen der be-

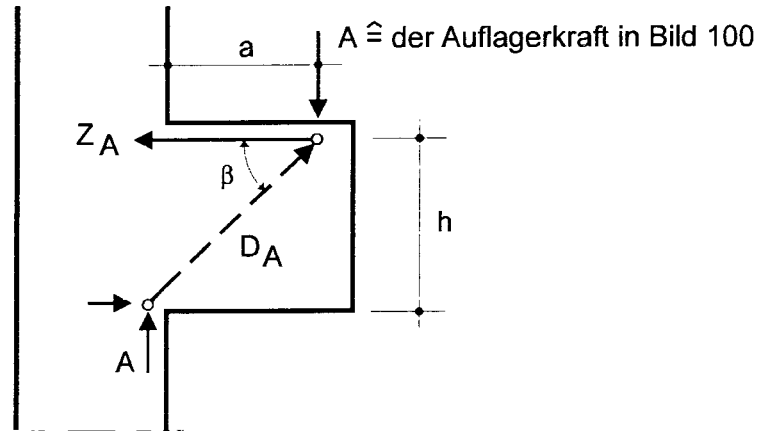


Bild 101. Stabwerkmodell für Konsolen $0,5 \leq a/h \leq 1$

reits angesprochenen Zusatzaufgabe der Begrenzung der Fugenöffnung durch die Längsbewehrung abgesehen. Die maximal zu verankernde Zugkraft Z_A ist nach Gl. (6.1)

$$Z_A = A \cdot \cot \beta$$

und geht man sicherheitshalber vom ungünstigsten Fall $\cot \beta = 45^\circ$ aus

$$Z_A = A \quad (6.3)$$

Aus Vorstehendem ergäbe sich für die in den nachträglich ergänzten Auflagerbereich zu führende Längsbewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{Z_A}{\beta_s} \cdot \gamma \quad (6.4)$$

Für die Ermittlung der Größe des Sicherheitsbeiwertes γ werden die Versuchsergebnisse des Balkens II/1/V mit sägezahnartiger Kontaktfläche zugrunde gelegt. Die dem Grenzzustand der Gebrauchtauglichkeit entsprechende Auflagerkraft ist $A = 95,9 \text{ kN}$. In das nachträglich anbetonierte Auflager wurden 2 Stäbe $d_s = 16 \text{ mm}$ BSt 420 S der unteren Lage der Biegezugbewehrung mit einem Gesamtquerschnitt von $A_s = 4,0 \text{ cm}^2$ geführt. Die Fugenrißbreite w an der Balkenunterseite betrug ca. $0,25 \text{ mm}$ und übertraf somit die

angestrebte Rißbreite von $w \leq 0,1$ mm. Daraus folgt, daß $\text{erf } A_s > 4,0 \text{ cm}^2$ sein muß. Mit $Z_A = A$ nach Gl. (6.1) - $\cot \beta = 45^\circ$ - ergibt sich nach Gl. (6.4) ein Sicherheitsbeiwert γ von

$$\gamma = \frac{A_s \cdot \beta_s}{A} = \frac{4,0 \cdot 42}{95,9} = 1,75$$

Dieser Sicherheitsbeiwert entspricht dem für Stahlbeton bei Versagen des Querschnitts mit Vorankündigung üblichen. Wegen der angenommenen Rißbreitenbegrenzung muß jedoch der Betonstahlquerschnitt der gerade über die Fuge zu führenden Biegezugbewehrung erhöht werden. Nach Gl. (5.7) würde sich im vorliegenden Fall bei einer Erhöhung des Betonstahlquerschnitts um 50% die Rißbreite um ca. 55% vermindern. Es empfiehlt sich daher zur Rißbreitenbegrenzung die zur Aufnahme der Zugkraft Z_A nach Gl. (6.4) erforderliche Bewehrung um 50% zu erhöhen.

Als Bemessungsempfehlung wird die Gl. (6.4) wie folgt formuliert:

$$\text{erf } A_s = \frac{A}{\beta_s} \cdot 1,5 \cdot 1,75 \quad (6.5)$$

Bei geplanten Arbeitsfugen ist zu empfehlen, daß bei schwach bewehrten Balken die einlagige Bewehrung ungeschwächt durch die Fuge in den nachträglich ergänzten Auflagerbereich zu führen und zu verankern. Bei mehreren Bewehrungslagen mit $\text{vorh } A_s > \text{erf } A_s$ nach Gl. (6.5) ist das Aufbiegen unter 60° von Bewehrungsstäben mit reichlich bemessenen Radien und das Kreuzen der Fuge aufgrund der Versuche vorteilhaft. Aufgebogene Längsstäbe wirken im Auflagerbereich allerdings längsspaltend, so daß dieser ringsum durch Bauteile umschlossen oder verbügelt sein muß. Das trifft auch für die auf ihnen wie auf Schneiden gelagerten Druckstreben als Betonscheiben zu, die dort aufspalten können. Wichtig ist auch die Anordnung mindestens eines Bügels im Bereich Fuge-Auflager, da er die Verdübelungswirkung der unten durchgehenden Bewehrung unterstützt.

Die für kurze Konsolen mit dem geometrischen Verhältnis $a/h < 0,5$ vorzusehenden horizontalen Bügel $\geq 0,5 A_s$ der Zugbewehrung sind im vorliegenden Fall entbehrlich, weil keine Abminderung der Zuggurkraft aus der Auflagerkraft erfolgt. Nach [18] und den eigenen Versuchen war die Notwendigkeit horizontaler Bügel auch nicht erkennbar.

Bei einem Fugenabstand vom Auflager $a \cong h$ nähert sich das Tragverhalten der Konsole demjenigen eines Kragbalkens. In der allgemeinen praktischen Anwendung mit Gleichlast und/oder Einzellasten nimmt das Moment zu, ebenso die Durchbiegung des Balkens. Die Rißbreitenbegrenzung erfährt somit ohnehin besondere und ausreichende Beachtung. Die in [74], [75] und [76] beschriebenen Versuche lassen ebenfalls den Schluß zu, daß unter dieser Voraussetzung eine zusätzliche Bewehrung in Form von horizontalen Bügeln nicht vorzusehen ist.

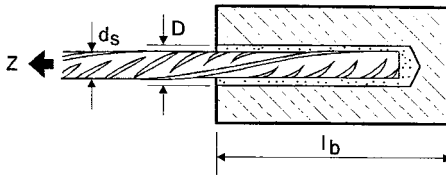
6.3.2 Ungeplante Arbeitsfuge

Müssen zu kurze Balken verlängert werden, so gilt grundsätzlich das vorstehend Ausgeführte. Zu klären ist jedoch die Frage, auf welche Weise die obere Eckbewehrung und die Biegebewehrung im erforderlichen Umfang wirtschaftlich günstig und praxisgerecht weiterzuführen sind. Eine für die größere Stützweite ausreichend vorhandene Biegezug- und Schubbewehrung in den Stahlbeton-Fertigteilebalken wird vorausgesetzt.

Für die Stoßausbildung von Stahleinlagen bestehen grundsätzlich eine ganze Reihe von Möglichkeiten, die jedoch für den vorliegenden Fall mehr oder weniger ungeeignet sind. Von den Stößen muß neben Wirtschaftlichkeit und einfacher praktischer Handhabung bei der Ausführung auch gefordert werden, daß sie zugfest, druckfest und biegefest sind. Aus diesen Gründen scheiden die verschiedenen Arten von Muffenstößen, der Kontaktstoß, der geschweißte Übergreifungsstoß und Laschenstoß, der Übergreifungsstoß und der Schlaufenstoß aus.

Das System Hilti HIT-HY 150 [79] für Bewehrungsstäbe in Beton $\geq B 25$ bietet sich beispielsweise an. Dabei wird der Bewehrungsstab in ein Bohrloch gesteckt. Der Klebeverbund entsteht durch den aus Kartuschen eingebrachten Hybridmörtel HY 150. Die Vorteile dieses Systems sind neben der einfachen Handhabung: Hohe Lastwerte, Ausnutzung der Stahlfestigkeit der Stäbe, optimales Last-Schlupf-Verhalten, sicheres Langzeitverhalten, günstiges Verhalten im Brandfall und keine Schrumpfeigung. Die Verschiebung bei der empfohlenen Zuglast Z ist wie bei einbetonierten Bewehrungsstäben mit Verankerungslängen nach DIN 1045 bzw. EC 2. Die Technischen Daten gehen aus Tafel 10 hervor.

Tafel 10. Technische Daten des Systems Hilti HIT-HY 150 nach [79]



- d_s : Nenndurchmesser des Bewehrungsstabs [mm]
 D : Bohrdurchmesser [mm]
 l_b : Bohrtiefe = Verankerungstiefe [cm]
 Z : Empfohlene Zuglast des Bewehrungsstabs [kN]

Stabdurchmesser	Bohrerdurchmesser	Bohrtiefe l_b	Füllvolumen	Empfohlene Zuglast Z
8 mm	12 mm	17 cm	2 Hübe	14,6 kN
10 mm	14 mm	24 cm	3 Hübe	22,8 kN
12 mm	16 mm	32 cm	5 Hübe	32,8 kN
14 mm	18 mm	38 cm	7 Hübe	44,6 kN
16 mm	22 mm	47 cm	14 Hübe	58,3 kN
20 mm	28 mm	65 cm	1 Kart.	91,1 kN
25 mm	32 mm	93 cm	1,4 Kart.	142,3 kN

Weil bei ungeplanten Arbeitsfugen nicht in jedem Fall von einer sorgfältig gestalteten Balkenstirnfläche ausgegangen werden kann, sind horizontale Steckbügel anzuordnen. Der Bügelquerschnitt ist mit 50% des Querschnitts der gerade in den nachträglich anbetonierten Auflagerbereich zu führenden Biegezugbewehrung zu wählen und gleichmäßig im unteren Zwei-Drittel-Bereich der Stirnfläche zu verteilen. Für $a/h < 0,5$ sind die horizontalen Bügel in den Auflagerbereich zu führen, für a/h zwischen 0,5 und 1 sind in jedem Fall auch vertikale Bügel im Ergänzungsteil notwendig.

6.4 Hinweise für die Bemessung und Ausführung im Überblick

Die Berechnung und Bemessung von Stahlbeton-Fertigteilbalken mit nachträglich anbetonierten Auflagerbereichen und einer Fugenlage $a/h \leq 1$ kann unter Beachtung der Angaben in Tafel 11 erfolgen.

Tafel 11. Bemessung und Ausführung

	Geplante Arbeitsfuge	Ungeplante Arbeitsfuge
Balkenstirnfläche	Verzahnung Neigung der Zahnschrägen $\alpha = 30^\circ$ Zahntiefe $t \geq 2,5 \text{ cm}$ Zahnhöhe (ohne Zahnschräge) $h = 5 \text{ cm}$	Einfräsen von Rillen Aufräumen der Oberfläche Tiefe $t \geq 2,5 \text{ cm}$ Höhe $h = 5 \text{ cm}$
Bewehrung	Biegezugbewehrung $\text{erf } A_s = \frac{A}{\beta_s} \cdot 1,5 \cdot 1,7$ einlagig - ohne Schwächung mehrlagig - mind. untere Lage ohne Schwächung Rißbreitennachweis nach DIN 1045 Bügelbewehrung in der Balkenstirnfläche ent- behrlich	Biegezugbewehrung sh. geplante Arbeitsfuge Bügelbewehrung $a/h < 0,5$ - Horizontalbügel $A_{s,bu} \geq 0,5 \text{ erf } A_s$ $a/h = 0,5 \dots 1$ - Horizontalbügel u. Vertikalbügel

7. Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Arbeit wurde das Tragverhalten nachträglich ergänzter Auflagerbereiche von Stahlbetonbalken mit Einfeld-Trägern untersucht.

Das Literaturstudium lieferte die Grundlagen für die Versuche, durch die konkrete Anhaltspunkte für eine zweckmäßige Gestaltung der Kontaktfläche und der Bewehrungsführung im später angefügten Auflagerbereich gewonnen werden sollten. Bei den Versuchsbalken wurde nur ein Auflager nachträglich anbetoniert, um so einen unmittelbaren Vergleich zwischen monolithischem und ergänztem Auflager zu ermöglichen. Die Bewehrungsführung in den Auflagerbereichen eines Balkens stimmte überein.

Von den Balken mit teilweise unterschiedlicher Fugenausbildung und Bewehrungsfüh-

rung im Auflagerbereich -bei allen Versuchsbalken wurde ein Drittel der Biegezugbewehrung ins Auflager geführt- hielt die Fuge bei Erstbelastung in 3 Fällen den Beanspruchungen stand. Die Versagensursache war dabei die Erschöpfung der Biegedruckzone zwischen den 2 Lasteintragungspunkten.

Die Versuchsabläufe und die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigen, daß sowohl die Gestaltung der Fugenoberfläche als auch die Bewehrungsführung in den und im Auflagerbereich Einfluß auf die Tragfähigkeit des Balkens haben. Die Aufbiegung der Bewehrungsstäbe unter 60° wirkte sich im Vergleich zu den gerade übergreifenden Stäben vorteilhaft auf die Tragfähigkeit aus.

Abgesehen von der verzahnten Fuge wurde bei nur unterer, gerader Bewehrung eine Torsionslabilität beobachtet. Die Anordnung oberer Eckbewehrung, die sich im praktischen Fall durch Montagestäbe bzw. durch die Weiterführung aufgebogener Stäbe der Biegezugbewehrung in den Auflagerbereich ohnehin anbietet, sollte daher grundsätzlich vorgenommen werden.

Das mit der Reihe III untersuchte Aufbiegen und Krümmen der Bewehrungsstäbe ist zwar der geraden Stabführung überlegen, doch offenbarten sich an der Balkenunterseite bei der rechnerischen Gebrauchslast zu große Vertikalverschiebungen. Noch bedenkllicher müssen die Meßdaten für das Öffnen der Verbundfuge an der Balkenunterseite stimmen. Das gerade Durchziehen eines Teils der Biegezugbewehrung in das nachträglich ergänzte Auflager ist daher mit Blick auf mögliche Korrosionsgefahr unverzichtbar.

Mit Hilfe der Finite-Element-Methode wurden Vergleichsrechnungen durchgeführt. Aufbauend auf diese Rechnungen wurden experimentell nicht untersuchte Parameter variiert und deren Einfluß systematisch erkundet.

Die aus der Literatur, den eigenen Versuchen und den rechnerischen Untersuchungen erhaltenen Erkenntnisse finden in den Bemessungsempfehlungen für nachträglich ergänzte Auflagerbereiche Berücksichtigung. Unter Gebrauchstauglichkeitsaspekten werden eine Profilierung der Kontaktfläche und ein Nachweis der Mindestbewehrung vorgeschlagen.

Der mögliche Einfluß einer Dauerlast oder einer wechselnden Last konnte im Rahmen

des Versuchsprogrammes nicht mit erfaßt werden. Wenn auch bei derartigen Beanspruchungen nicht die Brauchbarkeit des nachträglich ergänzten Auflagers in Frage gestellt werden dürfte, so könnte sich doch beispielsweise eine Vergrößerung der Rißbildung in der Fuge an der unteren Balkenseite aus wirtschaftlicher Sicht nachteilig bemerkbar machen. Einer möglicherweise daraus resultierenden Korrosionsgefahr müßte durch geeignete Sanierungsmaßnahmen entgegengetreten werden.

Vordringliches Ziel weiterer Versuche sollte es sein, der Rißbildung unter den erwähnten Beanspruchungen nachzugehen. Außerdem sind Untersuchungen wünschenswert, die Aufschluß darüber geben, ob die planmäßige Profilierung der Fuge durch industriell gefertigte Abschalelemente aus Metall erfolgen kann. Ihre Eignung zur Scherkraftübertragung bedarf noch des Nachweises.

Literaturverzeichnis

- [1] Zelenka, R.: Drei Fertigteilbauweisen in Stahlbeton für Hochschulinstitute. Mehmel-Festschrift, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1967.
- [2] DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Ausgabe Juli 1988.
- [3] Wolfram, A.: Die Festigkeit der Arbeitsfuge im Beton. Ein Beitrag mit Hilfe experimenteller und theoretischer Untersuchungen. Dissertation an der Technischen Hochschule München, 1958.
- [4] Hager, K. / Nennig, E.: Versuche zur Feststellung der Scherfestigkeit und der Wasserdichtigkeit des Betons in den Arbeitsfugen bei verschiedener Fugenbehandlung. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 69. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1931.
- [5] Pfeffer, F.: Über die Haftfestigkeit von Neu- auf Altbeton. Nachrichten des österreichischen Betonvereins. Österreichische Bauzeitschrift 1948, Heft 8/9.
- [6] Franz, G.: Versuche über die Querkraftaufnahme in Fugen von Spannbetonträgern aus Fertigteilen. Beton und Stahlbetonbau 1959, Heft 6.
- [7] Zelger, C. / Rüschi, H.: Der Einfluß von Fugen auf die Festigkeit von Fertigteilshalen. Beton und Stahlbetonbau 1961, Heft 10.
- [8] Fiedler, K.: Versuche über den Reibungskoeffizienten in den Fugen zusammengespannter Betonfertigteile. Bauplanung - Bautechnik 1962, Heft 3.
- [9] Finsterwalder, U. / Jungwirth, D. / Baumann, Th.: Tragfähigkeit von Spannbetonbalken aus Fertigteilen mit Trockenfugen quer zur Haupttragrichtung. Der Bauingenieur 1974, Heft 1.
- [10] Kordina, K.: Segmentbauarten; Vorschläge für Bemessung und Ausführung. Vortrag, gehalten auf dem Deutschen Betontag 1977 in Berlin.
- [11] Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung, Technische Universität Braunschweig: Tragfähigkeit von Scherbolzen in Stahlbetonbauteilen. Zwischenbericht November 1974 (unveröffentlicht).

- [12] Paschen, H.: Das Bauen mit Betonfertigbauteilen. Beton-Kalender II, Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin/München/ Düsseldorf 1975.
- [13] Friberg, B. F.: Design of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1938, Nr. 9, Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [11].
- [14] Friberg, B. F.: Load and Deflection Characteristics of Dowels in Transverse Joints of Concrete Pavements. Proceedings, Highway Research Board, V. 18, Part. 1, 1940. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [11].
- [15] Timoshenko, S. / Lessels, J. M.: Applied Elasticity. Westinghouse Technical Night School Press. East Pittsburgh, Pa., 1925. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [11].
- [16] Rasmussen, H. B.: Betonindstobte tvaerbelasede boltes og dornes baereevne. Kobenhavn: Bygningsstatiske Meddelelser 1963. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [11].
- [17] Rybicki, R.: Abscherbelastung einbetonierter Bolzen. Bau und Bauindustrie 4, 1971. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [11].
- [18] Instituut TNO voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies Delft: Beproeving van ankers in beton, belast op afschuiving en trek. Rapport No.: BI-68-46/4N 7-4.
- [19] Paschen, H. / Schönhoff, Th.: Die Tragfähigkeit von einbetonierten Scherbolzen. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [20].
- [20] Paschen, H.: Das Bauen mit Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonfertigbauteilen. Beton-Kalender II, Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin/München 1982.
- [21] Baumann, Th. / Rüsck, H.: Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 210. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1970.
- [22] Fenwick, R. C.: The Shear of Reinforced Concrete Beams. University of Canterbury, Neuseeland, 1966. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [21].

- [23] K r e f e l d , W. J. / T h u r s t o n , C. W.: Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. Columbia University, New York, 1962. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [21].
- [24] D u l á c s k a , H.: Dowel Action of Reinforcement Crossing Cracks in Concrete. Journal of the American Concrete Institute, Dezember 1972.
- [25] B i r k e l a n d , Ph. W. / B i r k e l a n d , H. W.: Connections in Precast Concrete Construction. Journal of the American Concrete Institute, März 1966.
- [26] H a n s o n , N. W.: Precast-Prestressed Concrete Bridges 2. Horizontal Shear Connections. Development Department Bulletin D 35, Portland Cement Association 1960. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [25].
- [27] A n d e r s o n , A. R.: Composite Designs in Precast and Cast-in-Place Concrete. Progressiv Architecture, V.41, No. 9, September 1960. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [25].
- [28] M a s t , R. F.: Shear Tests of Barrel Shell Joints. November 1962 (unveröffentlicht). Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [25].
- [29] H o f b e c k , J. A. / I b r a h i m , I. O. / M a t t o c k , A. H.: Shear Transfer in Reinforced Concrete. Journal of the American Concrete Institute, Februar 1969.
- [30] M a t t o c k , A. H. / H a w k i n s , N. M.: Shear Transfer in Reinforced Concrete-Recent Research. Journal of the Prestressed Concrete Institute, März/April 1972.
- [31] C h a t t e r j e e , P. K.: Shear Transfer in Reinforced Concrete MSCE Thesis, University of Washington, Seattle, June 1971. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [30].
- [32] V a n g s i r i r u n g r u a n g , K.: Effect of Normal Compressive Stresses on Shear Transfer in Reinforced Concrete, MSCE Thesis, University of Washington, Seattle, July 1971. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [30].
- [33] K r i z , L. B. / R a t h s , C. H.: Connections in Precast Concrete Structures-Strength of Corbels. Journal of the Prestressed Concrete Institute, Februar 1965. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [30].

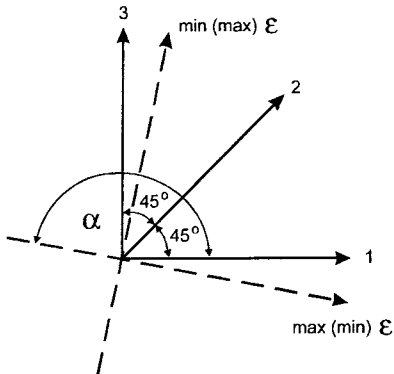
- [34] M a s t , R. F.: Anxiliary Reinforcement in Concrete Connections. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Juni 1968.
- [35] M ö r s c h , E.: Der Eisenbeton. Seine Theorie und Anwendung. Verlag K. Wittwer, Stuttgart 1908.
- [36] H o g n e s t a d , E.: What do we know about Diagonal Tension an Web Reinforcement in Concrete? A Historical Study. University of Illinois. Engineering Experiment Station. Circular Series Nr. 64. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [37].
- [37] H a u g l i , F. R.: Stahlbetonbalken bei gleichzeitiger Einwirkung von Querkraft und Moment. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 145. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1962.
- [38] J u n g w i r t h , D.: Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 211. Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1970.
- [39] K a n i , G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit? Der Bauingenieur Nr. 43 (1968), Heft 5.
- [40] L e o n h a r d t , F. / W a l t h e r , R.: Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 151, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1962.
- [41] F o r s s e l l , C.: Schubfestigkeit und Schubbewehrung der Betonbalken. Transaction of the Royal Institut of Technology, Nr. 78, Stockholm 1954.
- [42] R ü s c h , H. / H a u g l i , F. R. / M a y e r , H.: Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung. Weitere Angaben siehe [37].
- [43] T a l b o t , A. N.: Tests on Reinforced Concrete Beams, Bulletin Nr. 14. University of Illinois Engineering Experiment Station 1907. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [39].
- [44] F e r g u s o n , Ph. M.: Discussion of Diagonal Tension in Reinforced Concrete Beams, by Clark. ACI Journal, Proceedings V. 48, Part 2, Dez. 1952. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [39].

- [45] Morrow, J. / Viest, I. M.: Shear Strength of Reinforced Concrete Frame Members Without Web Reinforcement. ACI Journal, Proceedings V. 53, No. 9, März 1957. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [39].
- [46] Pilny, F.: Weiterentwicklung von Baustoffen und ihren Anwendungen auf der Hannoverischen Messe. Der Bauingenieur Nr. 35 (1960), Heft 8.
- [47] Krug, S.: Versuche mit Klebern und Mörteln unter Verwendung von Kunstharzen. Der Bauingenieur Nr. 36 (1961), Heft 8.
- [48] Postl, J.: Klebung einer Verbundbrücke. Der Bauingenieur Nr. 37 (1962), Heft 10.
- [49] Ney, K. / Postl, J.: Simnast, ein Kunstharz für die Baustelle. Der Bauingenieur Nr. 37 (1962), Heft 12.
- [50] Albrecht, W. / Engelke, H.: Untersuchungen mit Kunstharzen als Haftvermittler zwischen Altbeton und Neubeton. Betonstein-Zeitung 1965, Heft 10.
- [51] Werse, H. - P.: Epoxidharze-Anwendung im Beton und Stahlbetonbau. Dissertation an der Technischen Universität Braunschweig, 1975.
- [52] Davies, P. E.: Epoxy resins and their uses in concrete. Concrete 1970. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [40]
- [53] Brodard, J. / Cirodde, R.: Propriétés fondamentales des bétons de résine. In: Colloques de la RILEM. Ces résines de synthèse dans la construction. Bd. 1, Paris 1970. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [51].
- [54] Hottinger Baldwin Meßtechnik: Meßtechnische Briefe 1, 1967.
- [55] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, erster Teil. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1973.
- [56] Rüsche, H.: Stahlbeton, Spannbeton, Band 1, Werner-Verlag, Düsseldorf 1972.
- [57] Bonzel, J.: Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1965.

- [58] Watstein, D. / Mathey, R. G.: Strains in Beams having Diagonal Cracks. Journal ACI, Vol. 55, Dezember 1958.
- [59] Basler, E. / Witta, E.: Verbindungen in der Vorfabrikation. Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf 1967.
- [60] Schießl, P.: Zusammenhang zwischen Rißbreite und Korrosionsabtragung an der Bewehrung. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 12/1975.
- [61] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierung des Betons. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. In Vorbereitung.
- [62] Paschen, H. / Sollich, H.: Versuche über die Tragfähigkeit von Stahlbetonbalken mit nachträglich geschlossenen Öffnungen in Balkenmitte. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 3/1976.
- [63] Godycki-Cwirko, T.: Schubprobleme im Stahlbetonbau. VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf 1973.
- [64] Visy, Z.: Berechnung des kleinsten Bewehrungsquerschnitts von Stahlbetonbalken auf der Grundlage des Bruchzustandes. Bauplanung-Bautechnik 1960, Heft 3. Original nicht eingesehen, Inhaltswiedergabe nach [53].
- [65] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, dritter Teil. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1974.
- [66] ANSYS Analysis Guides. 000654. First Edition. Elements Reference. 000655. Seventh Edition. Theory Reference. 000656. Seventh Edition. Commands Reference. 000657. Seventh Edition. SAS IP., Inc., 1996.
- [67] Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) TU Braunschweig, Heft 118, 1996.
- [68] Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten. Dissertation der TU Braunschweig, 1995.
- [69] Gossla, U.: Neue Überlegungen zum Betonverbundbau. Braunschweiger Bauseminar 1996. Insitut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) TU Braunschweig, Heft 126, 1996.

- [70] E i f l e r , H.: Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken. Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM) Berlin, Forschungsbericht 96, Oktober 1983.
- [71] K ö n i g , G. / F e h l i n g , E.: Zur Rißbreitenbeschränkung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), H. 6.
- [72] M e h l h o r n , G. / S c h w i n g , H.: Tragverhalten von aus Fertigteilen zusammengesetzten Scheiben. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 288. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1977.
- [73] D I N 1 0 4 5: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Entwurf, Ausgabe Februar 1997. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- [74] T e u t s c h , M.: Schubtragfähigkeit von Arbeitsfugen in Stahlbetonteilen, bei Abschaltung mit pecafil-Abschalstreifen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) TU Braunschweig, Forschungsbericht Januar 1990.
- [75] F a l k n e r , H. / T e u t s c h , M. / R o h d e , S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserdurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von STREMAFORM-Abschalelementen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) TU Braunschweig, Heft 110, 1994.
- [76] M a i n k a , G. - W.: Schertragfähigkeit von Arbeitsfugen, die mit gewellten und gelochten Blechen Typ SBG geschalt sind. Institut für Baukonstruktionen und Bauphysik Universität Rostock, Außenstelle Wismar. Bericht 11/1995.
- [77] G h o s h , S. K. / N a k a k i , S. D. / K r i s h n a n , K.: Precast Structures in Regions of High Seismicity: 1997 UBC Design Provisions. PCI JOURNAL November - December 1997.
- [78] E u r o c o d e (EC) 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. DIN V 18932 (10.91).
- [79] H i l t i H I T - H Y 1 5 0. For professional anchoring of reinforcing bars. Hilti Corporation, Schaan (Lichtenstein).

Anlage 1. Auswertung der rechtwinkligen 0°/45°/90°-Rosetten

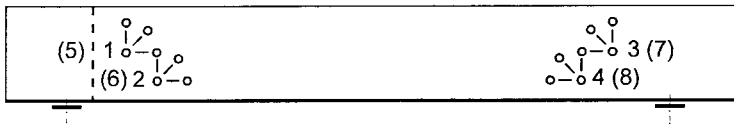


Lage der Meßgitter und Bezeichnungen

$$\max (\min) \varepsilon = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$$

$$\max (\min) \sigma = \frac{E_b}{1-\mu} \cdot \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_3}{2} \pm \frac{E_b}{1+\mu} \cdot \frac{1}{\sqrt{2}}$$

$$\tan 2 \alpha = \frac{2 \cdot \varepsilon_2 - (\varepsilon_1 + \varepsilon_3)}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}$$



Bezeichnung der Punkte

Klammerwerte beziehen sich auf die rückwärtige Balkenseite.

In den Anlagen 4 bis 7 sind die Punkte unter „N“ (erste Spalte, letzte Zahl) zu finden.

Anlage 2. E_b-Moduli der Balkenbetone

Balken	kp/cm ²	Prüfalter in Tagen
I/1/T	270000	34
I/2/T	296600	48
II/1/G	289300	42
II/2/G	247000	36

Anlage 3. Rechenprogramm für die Auswertung der rechtwinkligen 0°/45°/90°-Rosetten

```

begin '
  integer' x, n;
  real' eps1, eps2, eps3, a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, emax,
        emin, smax, smin, elast, mue, zael, nenn, alf;
  'if' choice(1) 'then' selectoutput(11) 'else'
    selectoutput(12);
  writetext('('
n      eps1      eps2      eps3      elast      mue ') ');
  'if' 'not' choice(1) 'then' newline(1);
    writetext
('(' emax      emin      smax      smin      alfa ') ');
    elast:=readb; mue:=readb;
anf:  newline(2);
    n:=readb;
    'if' n 'equal' 0 'then' 'goto' ende;
    eps1:=readb; eps2:=readb; eps3:=readb;
    print(n,3,0); print(eps1,1,6); print(eps2,1,6);
    print(eps3,1,6); print(elast,6,0); print(mue,1,2);
    a:=(eps1+eps2)/2; b:=1/sqrt(2); c:=eps1-eps2;
    d:=eps2-eps3; e:=c*x; f:=d*x; g:=sqrt(e+f); h:=b*x*g;
    emax:=a+h; emin:=a-h;
    i:=elast/(1-mue); j:=elast/(1+mue);
    smax:=i*a+j*b*x*h; smin:= i*a-j*b*x*h;
    zael:=2*eps2-eps1-eps3;
    nenn:=eps1-eps3;
    'if' 'not' choice(1) 'then' newline(1);
    print(emax,1,6); print(emin,1,6);
    print(smax,3,2); print(smin,3,2);
    'if' nenn 'less' 0 'then' x:=180 'else'
      'if' zael 'less' 0 'then' x:=360 'else' x:=0;
    alf:=(arctan(zael/nenn)*180*0.3183099+x)/2;
    print(alf,3,2);
    'goto' anf;
ende:
  'end '

xxxx

```

Anlage 4. Rosetten - Balken I/I/T

H	EP1	EP2	EP3	ELAST	HE	HEX	HEIN	HMAX	HMIN	ALFA	
111	-0.00009	-0.00020	0.00001	270000	.20	-0.00002	-0.00031	-2.23	-7.56	126.72	
112	-0.00056	-0.00017	0.00010	270000	.20	-0.00032	0.00013	9.06	6.13	173.74	
113	-0.00015	-0.00039	0.00015	270000	.20	-0.00020	-0.00006	4.97	1.78	125.00	
114	-0.00014	-0.00009	0.00005	270000	.20	-0.00076	-0.00007	12.28	5.01	157.50	
115	-0.00000	-0.00020	0.00015	270000	.20	-0.00019	-0.00039	1.26	-4.01	127.03	
116	-0.00040	-0.00001	0.00010	270000	.20	-0.00048	-0.00003	11.57	-3.62	153.45	
117	-0.00015	-0.00009	0.00007	270000	.20	-0.00019	-0.00011	3.78	-1.08	140.85	
118	-0.00012	-0.00029	0.00008	270000	.20	-0.00027	-0.00039	5.86	.22	63.18	20 kN
111	-0.00001	-0.00021	0.00011	270000	.20	-0.00016	-0.00036	.83	-7.56	128.90	
112	-0.00025	-0.00017	0.00002	270000	.20	-0.00065	0.00007	16.75	7.55	168.97	
113	-0.00020	-0.00024	0.00010	270000	.20	-0.00037	-0.00041	5.58	-0.93	136.65	
114	-0.00013	-0.00000	0.00006	270000	.20	-0.00127	-0.00022	23.55	5.89	155.96	
115	-0.00005	-0.00022	0.00015	270000	.20	-0.00025	-0.00045	2.85	-9.00	130.95	
116	-0.00025	-0.00004	0.00004	270000	.20	-0.00064	0.00005	16.34	-6.94	163.02	
117	-0.00017	-0.00005	0.00014	270000	.20	-0.00028	-0.00046	2.61	-6.05	156.95	
118	-0.00027	-0.00015	0.00005	270000	.20	-0.00004	-0.00036	-4.37	-9.61	97.83	30 kN
111	-0.00016	-0.00030	0.00021	270000	.20	-0.00014	-0.00046	-7.61	-13.71	140.18	
112	-0.00064	-0.00000	0.00000	270000	.20	-0.00099	0.00002	24.82	9.27	164.62	
113	-0.00010	-0.00040	0.00010	270000	.20	-0.00030	-0.00020	5.74	-2.37	140.82	
114	-0.00014	-0.00000	0.00010	270000	.20	-0.00160	-0.00016	28.14	9.79	157.05	
115	-0.00010	-0.00025	0.00020	270000	.20	-0.00033	-0.00048	3.88	-6.54	133.44	
116	-0.00010	-0.00000	0.00015	270000	.20	-0.00179	-0.00001	39.06	11.80	159.79	
117	-0.00023	-0.00034	0.00025	270000	.20	-0.00036	-0.00048	4.66	-6.65	152.81	
118	-0.00031	-0.00000	0.00003	270000	.20	-0.00040	-0.00046	5.76	-7.76	56.70	40 kN
111	-0.00001	-0.00000	0.00017	270000	.20	-0.00013	-0.00074	-3.32	-77.27	122.45	
112	-0.00012	-0.00027	0.00020	270000	.20	-0.00014	-0.00005	59.72	17.81	155.13	
113	-0.00015	-0.00010	0.00015	270000	.20	-0.00015	0.00015	5.65	3.06	22.50	
114	-0.00014	-0.00020	0.00005	270000	.20	-0.00018	-0.00009	51.28	17.25	160.91	
115	-0.00010	-0.00020	0.00024	270000	.20	-0.00040	-0.00055	4.13	-12.57	131.17	
116	-0.00011	-0.00000	0.00011	270000	.20	-0.00028	0.00003	61.67	22.84	162.51	
117	-0.00008	-0.00007	0.00003	270000	.20	-0.00013	-0.00012	2.20	-1.86	140.55	
118	-0.00017	-0.00001	0.00005	270000	.20	-0.00049	-0.00035	2.98	-4.25	40.14	55 kN
111	-0.00031	-0.00000	0.00005	270000	.20	-0.00044	-0.00136	-6.63	-78.39	118.11	
112	-0.00025	-0.00000	0.00035	270000	.20	-0.00063	0.00000	65.54	23.90	158.97	
113	-0.00010	-0.00020	0.00014	270000	.20	-0.00027	-0.00037	3.41	-6.79	133.71	
114	-0.00040	-0.00000	0.00010	270000	.20	-0.00083	-0.00003	70.00	24.59	161.77	
115	-0.00003	-0.00000	0.00015	270000	.20	-0.00033	-0.00008	2.09	-13.90	132.14	
116	-0.00027	-0.00000	0.00029	270000	.20	-0.00020	-0.00014	76.20	25.00	158.95	
117	-0.00007	-0.00007	0.00035	270000	.20	-0.00019	-0.00009	-0.53	-12.57	151.74	
118	-0.00042	-0.00010	0.00007	270000	.20	-0.00047	-0.00009	6.44	-10.83	56.44	65 kN
111	-0.00043	-0.00000	0.00011	270000	.20	-0.00009	0.00134	-5.75	-32.44	123.95	
112	-0.00098	-0.00000	0.00070	270000	.20	-0.00346	0.00007	57.06	32.75	185.96	
113	-0.00005	-0.00000	0.00005	270000	.20	-0.00010	-0.00010	1.59	-1.59	135.00	
114	-0.00025	-0.00010	0.00030	270000	.20	-0.00030	-0.00015	55.69	37.62	161.56	
115	-0.00005	-0.00000	0.00020	270000	.20	-0.00045	-0.00100	2.31	-20.48	133.66	
116	-0.00045	-0.00000	0.00015	270000	.20	-0.00047	-0.00007	100.43	34.57	161.93	
117	-0.00000	-0.00020	0.00005	270000	.20	-0.00005	-0.00030	-1.40	-7.03	158.65	
118	-0.00032	-0.00010	0.00001	270000	.20	-0.00048	-0.00000	7.46	-8.14	54.92	75 kN

111	-.050041	-.000087	.000021	270000	.20	.000016	- .000144	-2.35	-34.17	121.77
112	.0000393	.0000025	.0000000	270000	.20	.0000457	.000026	115.90	47.79	160.53
113	.0000010	-.000007	.0000023	270000	.20	.0000025	- .000020	4.42	-2.73	126.59
114	.0000015	.0000025	.0000025	270000	.20	.0000487	.000017	122.43	47.87	163.05
115	.0000000	-.0000035	.0000035	270000	.20	.0000052	- .000117	2.45	-24.39	129.01
116	.0000425	.0000041	.0000030	270000	.20	.0000504	- .000034	122.10	34.53	158.93
117	-.0000002	-.0000050	.0000026	270000	.20	.0000012	- .000064	-2.74	-14.81	144.32
118	-.0000042	.0000032	.0000003	270000	.20	.0000051	- .000061	7.25	-10.83	54.90

85 kN

Anlage 5. Rosetten - Balken I/2/T

N	EP51	EP52	EP53	ELAST	MJE	ENAX	EP1N	ENAX	SHIN	ALFA	
121	-.000075	-.000015	.000004	296600	.20	.000034	- .000094	.08	"22,33	64,02	10 kN
122	-.000059	-.000010	.000007	296600	.20	-.000075	- .000026	17,87	.20	150,58	
123	-.000023	-.000017	.000030	296600	.20	-.000013	- .000055	"1,89	"13,68	107,47	
124	-.000012	-.000040	.000020	296600	.20	.000042	+ .000070	4,62	"15,00	132,96	
125	-.000040	-.000050	-.000008	296600	.20	.000088	- .000073	16,87	"11,31	50,72	
126	-.000025	-.000045	-.000012	296600	.20	-.000074	- .000024	17,87	.66	40,03	
127	-.000030	-.000028	.000017	296600	.20	-.000034	.000021	11,36	8,03	6,50	
128	-.000005	-.000032	-.000015	296600	.20	-.000015	- .000042	.03	"10,04	145,16	
121	-.000070	-.000005	-.000001	296600	.20	.000004	- .000083	"7,04	"22,25	71,94	20 kN
122	-.000043	-.000010	-.000045	296600	.20	.000055	- .000046	11,62	-.80	163,31	
123	-.000060	-.000020	.000030	296600	.20	.000004	- .000089	"7,70	"23,81	96,86	
124	-.000003	-.000050	.000010	296600	.20	-.000036	- .000069	1,12	"20,77	133,40	
125	-.000045	-.000040	.000017	296600	.20	-.000016	- .000056	"1,06	"13,77	74,85	
126	-.000010	-.000010	-.000002	296600	.20	.000018	-.000002	8,19	2,22	22,30	
127	-.000005	-.000003	.000003	296600	.20	.000000	- .000008	-.70	"2,26	103,98	
128	-.000055	-.000020	-.000005	296600	.20	.000084	+ .000051	15,00	"13,69	145,84	
121	-.000085	-.000020	.000014	296600	.20	-.000001	- .000105	"10,53	"28,66	81,94	30 kN
122	-.000048	-.000010	.000015	296600	.20	-.000073	- .000055	14,47	"7,79	142,91	
123	-.000030	-.000020	.000035	296600	.20	-.000015	- .000075	"2,83	"17,84	110,72	
124	-.000047	-.000050	-.000010	296600	.20	.000079	- .000082	13,54	"14,85	141,93	
125	-.000045	-.000030	.000017	296600	.20	-.000116	- .000051	23,79	"10,81	54,13	
126	-.000020	-.000015	.000003	296600	.20	.000027	.000008	6,89	4,88	11,18	
127	-.000005	-.000030	-.000005	296600	.20	-.000010	- .000010	1,75	"1,75	45,00	
128	-.000071	-.000082	-.000005	296600	.20	-.000107	- .000098	19,85	"16,21	145,80	
121	-.000082	-.000082	-.000001	296600	.20	-.000015	- .000086	"10,54	"39,49	92,40	40 kN
122	-.000053	-.000020	-.000005	296600	.20	.000072	- .000047	15,04	-.87	149,87	
123	-.000015	-.000020	.000022	296600	.20	-.000012	- .000047	"1,26	"11,72	115,88	
124	-.000022	-.000080	-.000002	296600	.20	.000052	- .000090	6,37	"15,46	139,96	
125	-.000030	-.000040	.000015	296600	.20	.000004	- .000042	"3,11	"10,98	90,84	
126	-.000020	-.000020	-.000022	296600	.20	-.000102	- .000002	27,39	9,45	175,00	
127	-.000010	-.000010	-.000015	296600	.20	.000030	- .000025	5,75	"3,80	42,40	
128	-.000075	-.000082	-.000010	296600	.20	-.000110	- .000087	20,82	"15,76	147,11	
121	-.000030	-.000010	.000009	296600	.20	-.000009	- .000072	"9,54	"20,45	99,90	55 kN
122	-.000083	-.000010	.000005	296600	.20	-.000103	- .000031	25,13	1,56	182,07	
123	-.000028	-.000010	.000020	296600	.20	-.000014	- .000014	2,92	"2,17	82,03	
124	-.000042	-.000047	-.000035	296600	.20	.000001	- .000066	10,17	"12,03	193,66	
125	-.000015	-.000020	.000005	296600	.20	.000001	- .000038	"2,41	"16,31	119,77	
126	-.000050	-.000040	.000008	296600	.20	-.000069	.000021	20,83	12,64	13,92	
127	-.000020	-.000005	.000005	296600	.20	-.000027	- .000012	6,11	"-.35	146,80	
128	-.000080	-.000045	-.000007	296600	.20	-.000111	- .000080	22,81	"11,68	148,48	
121	-.000053	-.000015	-.000011	296600	.20	-.000011	- .000061	"5,03	"17,66	74,12	65 kN
122	-.000038	-.000020	.000015	296600	.20	-.000116	- .000073	26,49	"3,14	47,75	
123	-.000015	-.000020	.000020	296600	.20	.000034	- .000024	6,84	"3,15	63,94	
124	-.000067	-.000030	-.000030	296600	.20	-.000094	- .000083	17,58	"13,80	151,53	
125	-.000015	-.000020	.000010	296600	.20	-.000032	- .000040	4,74	"7,70	157,01	
126	-.000110	-.000040	-.000002	296600	.20	-.000131	- .000011	34,69	9,80	160,92	
127	-.000020	-.000015	-.000005	296600	.20	-.000010	- .000025	"5,11	"7,67	99,82	
128	-.000050	-.000030	-.000005	296600	.20	-.000087	- .000107	13,10	"20,87	143,98	

111	-.000035	-.000045	.000004	296600	.20	.000120	- .000084	24.48	"11.13	148.71
112	-.000103	-.000010	.000000	296600	.20	.000127	- .000034	-31.26	3.22	154.47
113	-.000060	-.000020	.000018	296600	.20	-.000001	- .000079	-70.01	"21.65	89.47
114	-.000077	-.000040	.000010	296600	.20	.000104	- .000067	21.79	-8.07	150.31
115	-.000050	-.000030	.000010	296600	.20	-.000008	- .000072	-9.30	"20.36	99.82
116	-.000050	-.000015	.000012	296600	.20	.000097	- .000002	26.31	8.91	168.76
117	-.000015	-.000013	.000020	296600	.20	-.000009	- .000018	-4.29	-6.09	30.47
118	-.000040	-.000050	.000015	296600	.20	.000087	- .000079	16.06	"15.09	148.76
<hr/>										
121	-.000060	-.000035	.000021	296600	.20	-.000030	- .000069	-14.93	-21.77	87.40
122	-.000133	.000000	.000033	296600	.20	.000235	- .000037	60.41	13.00	163.71
123	-.000050	-.000030	.000005	296600	.20	-.000017	- .000063	-10.87	"18.75	93.17
124	-.000170	-.000030	.000030	296600	.20	.000213	- .000079	50.31	"6.63	156.67
125	-.000065	-.000020	.000010	296600	.20	.000024	- .000047	1.96	"10.46	132.49
126	-.000110	.000020	.000003	296600	.20	.000130	.000026	35.42	12.78	162.85
127	-.000020	-.000000	.000025	296600	.20	.000011	- .000036	-4.49	-8.78	99.82
128	-.000068	-.000067	.000007	296600	.20	.000128	- .000107	24.43	"16.85	146.92
<hr/>										
131	-.000045	-.000045	.000006	296600	.20	-.000013	- .000081	-12.50	"26.05	119.90
132	-.000108	.000030	.000005	296600	.20	.000223	- .000005	60.41	20.41	163.75
133	-.000070	-.000050	.000020	296600	.20	-.000009	- .000111	-13.25	-31.24	104.93
134	-.000142	-.000050	-.000010	296600	.20	.000145	- .000093	41.29	-7.18	151.92
135	-.000005	-.000040	.000015	296600	.20	.000019	- .000094	-9.13	"12.88	127.03
136	.000120	.000020	.000012	296600	.20	.000144	- .000004	38.93	12.98	165.77
137	.000027	-.000000	.000010	296600	.20	.000034	- .000009	8.33	.82	169.71
138	.000160	-.000070	.000005	296600	.20	.000215	- .000127	46.16	"13.53	149.48
<hr/>										
141	-.000040	-.000050	.000006	296600	.20	-.000012	- .000042	-11.23	-23.40	120.83
142	.000218	-.000010	-.000005	296600	.20	.000265	- .000058	66.68	10.96	156.75
143	-.000040	-.000010	.000025	296600	.20	.000023	- .000183	-9.01	"46.80	126.20
144	.000162	-.000040	.000005	296600	.20	.000206	- .000044	47.95	-2.72	152.59
145	-.000018	-.000040	.000005	296600	.20	-.000004	- .000064	-4.66	"16.94	125.93
146	.000125	.000020	.000010	296600	.20	.000147	- .000003	40.30	15.31	161.77
147	.000023	-.000020	.000000	296600	.20	.000037	- .000039	6.32	-7.06	143.74
148	.000223	-.000017	.000000	296600	.20	.000273	- .000087	87.82	8.45	155.47

75 kN

85 kN

90 kN

105 kN

Anlage 6. Rosetten - Balken II/1/G

N	EPS1	EPS2	EPS3	ELAST	MUE	ENAX	ENIN	SMAX	SMIN	ALFA	
211	..000000	..000010	..000005	289300	.20	..000010	- 000025	.30	-5.73	120.93	
212	..000025	..000000	..000025	289300	.20	..000017	- 000012	2.78	.28	.60	
213	..000000	..000025	..000000	289300	.20	..000012	- 000037	-1.26	-6.78	135.00	
214	..000020	..000010	..000005	289300	.20	..000023	000007	6.77	4.08	170.71	
215	..000000	..000010	..000000	289300	.20	..000005	- 000015	-1.10	-3.51	135.00	
216	..000015	..000005	..000015	289300	.20	..000020	- 000020	5.32	1.81	135.00	
217	..000000	..000005	..000005	289300	.20	..000005	- 000010	.44	-2.25	125.78	
218	..000010	..000005	..000005	289300	.20	..000035	- 000000	9.34	3.21	187.90	20 kN
211	..000000	..000025	..000010	289300	.20	..000018	- 000043	.66	-9.71	130.27	
212	..000035	..000010	..000000	289300	.20	..000010	- 000000	26.30	8.06	161.70	
213	..000010	..000025	..000030	289300	.20	..000039	- 000054	5.15	-10.57	126.74	
214	..000050	..000030	..000005	289300	.20	..000006	000019	19.41	11.33	91.92	
215	..000005	..000030	..000005	289300	.20	..000023	- 000048	1.45	-10.49	135.00	
216	..000015	..000015	..000015	289300	.20	..000004	- 000036	-1.81	-8.04	112.30	
217	..000010	..000020	..000010	289300	.20	..000025	- 000035	3.31	-6.82	135.00	
218	..000050	..000015	..000005	289300	.20	..000058	..000007	16.14	7.27	165.47	40 kN
211	..000005	..000040	..000010	289300	.20	..000033	- 000073	1.73	-14.19	133.44	
212	..000005	..000020	..000005	289300	.20	..000079	000006	21.87	5.16	172.03	
213	..000005	..000025	..000005	289300	.20	..000020	- 000080	-2.33	-15.37	128.00	
214	..000100	..000020	..000005	289300	.20	..000200	000020	55.04	24.88	27.05	
215	..000000	..000050	..000010	289300	.20	..000030	- 000080	.37	-18.48	132.40	
216	..000005	..000010	..000005	289300	.20	..000018	- 000025	1.60	-5.22	135.00	
217	..000010	..000030	..000010	289300	.20	..000033	- 000056	3.18	-12.18	135.00	
218	..000000	..000030	..000010	289300	.20	..000093	000017	26.38	13.40	168.70	60 kN
211	..000010	..000070	..000005	289300	.20	..000020	- 000108	-2.89	-20.04	131.93	
212	..000125	..000030	..000005	289300	.20	..000147	000013	40.37	17.49	166.72	
213	..000010	..000070	..000015	289300	.20	..000034	- 000114	-1.92	-27.01	130.11	
214	..000200	..000020	..000000	289300	.20	..000238	- 000013	61.99	19.37	161.97	
215	..000020	..000080	..000010	289300	.20	..000029	- 000134	-5.11	-32.86	129.69	
216	..000055	..000010	..000005	289300	.20	..000071	- 000031	16.01	-11.54	149.93	
217	..000010	..000050	..000010	289300	.20	..000043	- 000048	2.94	-19.22	135.00	
218	..000105	..000020	..000015	289300	.20	..000122	000008	32.22	13.79	161.06	80 kN
211	..000020	..000090	..000005	289300	.20	..000024	- 000138	-5.66	-34.11	130.89	
212	..000250	..000010	..000015	289300	.20	..000294	- 000016	77.21	24.05	159.48	
213	..000030	..000090	..000015	289300	.20	..000026	- 000193	-7.20	-39.00	127.78	
214	..000345	..000050	..000015	289300	.20	..000408	- 000013	107.23	36.61	160.80	
215	..000040	..000190	..000000	289300	.20	..000012	- 000192	-11.24	-38.37	127.98	
216	..000045	..000005	..000010	289300	.20	..000081	- 000021	19.48	8.22	181.48	
217	..000010	..000090	..000000	289300	.20	..000025	- 000109	-3.39	-28.86	132.00	
218	..000150	..000001	..000100	289300	.20	..000200	- 000045	48.92	7.13	140.80	100 kN

Anlage 7. Rosetten - Balken II/2/G

N	EPS1	EPS2	EPS3	ELAST	PLUE	EMAX	EMIN	SMAX	SMIN	ALFA	
221	-.000000	-.000002	+.000010	247000	.20	-.000008	-.000033	-.06	-0.06	142.93	20 kN
222	+.000040	-.000000	+.000020	247000	.20	-.000051	-.000019	10.03	+.15	164.92	
223	+.000000	-.000011	+.000017	247000	.20	-.000003	-.000018	-.78	-3.87	161.70	
224	-.000033	-.000012	.000000	247000	.20	-.000040	.000005	9.44	4.46	172.77	
225	-.000005	-.000002	+.000002	247000	.20	-.000005	-.000032	-1.47	-8.87	152.88	
226	.000012	-.000002	+.000020	247000	.20	-.000019	-.000027	2.06	-4.83	187.50	
227	-.000012	-.000002	+.000002	247000	.20	-.000000	-.000037	-2.99	-8.43	127.74	
228	-.000022	-.000002	+.000015	247000	.20	-.000031	-.000029	4.66	-4.04	184.11	
221	-.000020	-.000003	+.000009	247000	.20	+.000002	-.000001	-5.50	17.95	129.94	
222	-.000032	-.000000	+.000008	247000	.20	-.000112	-.000026	21.36	3.19	158.98	40 kN
223	-.000010	-.000002	+.000002	247000	.20	-.000003	-.000001	-2.61	-9.12	129.85	
224	+.000005	-.000002	.000008	247000	.20	-.000078	.000014	10.37	9.42	169.01	
225	-.000003	-.000000	+.000005	247000	.20	-.000017	-.000005	-1.44	-13.38	135.70	
226	.000050	-.000001	+.000010	247000	.20	-.000003	-.000023	12.40	+.05	161.70	
227	-.000007	-.000004	+.000002	247000	.20	-.000014	-.000005	-2.11	-12.62	133.19	
228	.000107	-.000002	+.000015	247000	.20	.000129	-.000014	28.21	7.25	164.94	
221	-.000018	-.000001	+.000008	247000	.20	-.000010	-.000031	-5.19	-19.82	132.14	
222	-.000020	-.000002	+.000038	247000	.20	-.000072	-.000010	35.18	4.10	159.85	
223	-.000017	-.000005	+.000001	247000	.20	-.000011	-.000033	-4.32	-17.61	130.07	60 kN
224	.000117	-.000001	+.000015	247000	.20	-.000136	.000021	32.57	18.91	166.49	
225	-.000006	-.000002	+.000002	247000	.20	-.000027	-.000101	-2.10	20.74	134.11	
226	.000040	-.000001	+.000023	247000	.20	-.000009	-.000024	20.52	2.64	163.46	
227	-.000030	-.000001	.000000	247000	.20	-.000013	-.000030	-1.37	-18.22	133.18	
228	.000130	-.000002	+.000020	247000	.20	-.000158	-.000020	34.19	8.42	163.76	
221	-.000017	-.000001	+.000012	247000	.20	-.000015	-.000107	-5.39	-23.02	133.92	
222	-.000038	-.000001	+.000012	247000	.20	-.000424	-.000152	53.04	.04	153.08	
223	-.000028	-.000001	+.000002	247000	.20	-.000006	-.000101	-6.88	-22.47	127.96	
224	+.000005	-.000002	.000035	247000	.20	-.000237	.000020	55.52	23.83	160.87	80 kN
225	-.000013	+.000002	.000005	247000	.20	-.000029	-.000120	-3.20	-24.50	131.83	
226	.000210	-.000001	+.000013	247000	.20	-.000254	-.000047	53.90	10.01	158.94	
227	-.000007	-.000001	+.000004	247000	.20	-.000031	-.000118	-2.59	-24.26	134.42	
228	.000234	-.000002	+.000025	247000	.20	-.000281	-.000019	62.34	18.85	164.71	
221	-.000033	-.000001	+.000010	247000	.20	-.000009	-.000135	-4.01	-29.95	130.43	
222	-.000438	-.000001	+.000018	247000	.20	-.000554	-.000216	100.19	-3.83	153.17	
223	-.000030	-.000001	+.000004	247000	.20	-.000013	-.000130	-7.70	-28.42	129.74	
224	.000363	-.000002	.000120	247000	.20	-.000434	-.000023	96.70	30.19	151.06	
225	-.000023	-.000001	.000012	247000	.20	-.000030	-.000143	-4.88	-30.00	129.16	
226	+.000232	-.000002	.000042	247000	.20	-.000484	-.000115	100.58	13.37	161.71	100 kN
227	-.000073	-.000001	+.000012	247000	.20	-.000119	-.000136	18.07	-21.22	144.71	
228	.000432	-.000001	+.000015	247000	.20	-.000521	-.000068	111.83	28.40	128.56	
221	-.000066	-.000011	.000002	247000	.20	-.000001	-.000140	-14.89	-41.00	123.96	
222	-.000588	-.000001	+.000025	247000	.20	-.000748	-.000275	148.68	-2.08	153.96	
223	-.000044	-.000001	+.000010	247000	.20	-.000003	-.000178	-12.24	-35.61	128.15	
224	.000403	-.000001	.000280	247000	.20	-.000609	-.000001	131.73	31.29	144.43	
225	+.000060	-.000001	.000005	247000	.20	-.000035	-.000200	-8.37	-42.30	120.73	
226	.000522	-.000001	.000282	247000	.20	-.000692	-.000210	140.07	8.75	163.37	
227	-.000193	-.000001	+.000014	247000	.20	-.000263	-.000179	45.60	-19.00	146.79	
228	+.000654	-.000001	+.000008	247000	.20	-.000795	-.000166	167.00	27.20	156.78	120 kN

221	-.000100	-.000141	.000195	247000	.20	.000120	-.000365	-2.83	-73.12	116.27
222	.000718	-.000121	*.000010	247000	.20	.000499	-000309	178.99	3.17	153.81
223	.000060	-.000127	*.000017	247000	.20	.000120	-000127	11.99	-32.67	142.27
224	.000630	-.000001	.000315	247000	.20	.000815	-000190	119.67	23.30	144.13
225	-.000195	-.000131	.000210	247000	.20	.000125	-000365	-1.41	-72.69	114.46
226	.000692	-.000041	.000492	247000	.20	.000970	-000361	150.93	-2.81	140.19
227	.000296	-.000141	*.000017	247000	.20	.000401	-000252	70.52	-24.81	149.32
228	.000677	-.000071	*.000022	247000	.20	.001073	-000273	221.94	25.68	185.41

140 kN

Lebenslauf und Bildungsgang

Persönliches:	<p>Geboren am 10. Juni 1939 in Liegnitz, Niederschlesien.</p> <p>Eltern: Bankangestellter Kurt Sollich und Ehefrau Johanna, geborene Knobloch.</p> <p>1968: Eheschließung mit Anne-Marie Kühn, 2 Kinder.</p>
Schule:	<p>1946 bis 1950 Volksschule in Salzgitter-Steterburg.</p> <p>1950 bis 1956 Realschule in Salzgitter-Thiede.</p>
Studium:	<p>1960 bis 1963 Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen in Holzminden, Fachrichtung Tiefbau. Hochschulreifeprüfung.</p> <p>WS 1964/65 bis SS 1969 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Braunschweig.</p> <p>Diplom-Hauptprüfung im Juni 1969.</p>
Beruf:	<p>1956 bis 1959 Maurerlehre in der Firma Lucks und Co., Industriebau, in Braunschweig.</p> <p>1959 bis 1960 Maurer der gleichen Firma.</p> <p>1963 bis 1964 Tätigkeit als Bauingenieur in der Neubauabteilung der Salzgitter Wohnungs-AG in Salzgitter-Lebenstedt.</p> <p>1969 bis 1976 Verwalter einer wissenschaftlichen Assistentenstelle und wissenschaftlicher Assistent am Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung der Technischen Universität Braunschweig, 1 Jahr Abteilungs-Assistent.</p> <p>1976 bis 1982 technischer Angestellter der Firma Lucks und Co., Industriebau, in Braunschweig.</p> <p>1982 technischer Leiter der VW-Wohnungsbau Gem.Ges.mbH und der VW-Siedlungsgesellschaft mbH in Wolfsburg sowie deren Nachfolge-Unternehmen, derzeit der Volkswagen Immobilien Service GmbH, der Volkswagen Gewerbegrund GmbH und der VW Wohnungs GmbH & Co. KG.</p>

1.1

1.2

1.3

1.4

1.5

1.6

1.7

1.8

1.9

1.10

1.11

1.12

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267
38114 Braunschweig
Telefon 0531/ 33 75 89
Telefax 0531/ 34 44 49
e-mail Schmidt.Druck.BS@t-online.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

